



UNIVERSIDADE DO VALE DO TAQUARI  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**RECUPERAÇÃO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO  
EMPREGANDO OS MÉTODOS DE AUMENTO DE SEÇÃO E  
APLICAÇÃO DE CHAPAS METÁLICAS**

Luiz Felipe da Silva

Lajeado, novembro de 2020

Luiz Felipe da Silva

**RECUPERAÇÃO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO  
EMPREGANDO OS MÉTODOS DE AUMENTO DE SEÇÃO E  
APLICAÇÃO DE CHAPAS METÁLICAS**

Monografia apresentada na disciplina de Trabalho de Conclusão II, do curso de Engenharia Civil, da Universidade do Vale do Taquari Univates, como parte da exigência para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Débora Pedroso Righi Kohler

Lajeado, novembro de 2020

Luiz Felipe da Silva

**RECUPERAÇÃO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO  
EMPREGANDO OS MÉTODOS DE AUMENTO DE SEÇÃO E  
APLICAÇÃO DE CHAPAS METÁLICAS**

A banca examinadora abaixo aprova a Monografia apresentada na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso - Etapa II, do Curso de Engenharia Civil, da Universidade do Vale do Taquari UNIVATES, como parte da exigência para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Dra. Bruna Horta Bastos Kuffner, UNIFEI.  
Doutora pela UNIFEI, Minas Gerais, Brasil.

Prof. Dr. Rodrigo Spinneli, UNIVATES.  
Doutor pela UNIVATES, Lajeado, Brasil.

Orientadora:  
Prof. Ms. Débora Pedroso Righi Kohler,  
UNIVATES.  
Mestre pela UFRGS, Porto Alegre, Brasil.

Lajeado, novembro de 2020.

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente, e acima de TUDO, agradeço aos meus pais, Marta e Nelton, por serem meus propulsores em todos os sentidos. Por serem apoio constante, por serem absolutamente TUDO pra mim. Se não fosse por eles eu não estaria onde eu estou hoje.

À minha namorada María, minha galega, todo a gratidão e amor desse mundo por estar constantemente me apoiando emocionalmente, e por ter sido um fator importantíssimo na minha vida desde o momento que a conheci no velho continente. Não tenho palavras pra expressar meu agradecimento por tudo que fizeste por mim.

À Concretos e Terraplenagem Brandão, especialmente ao Engenheiro Alexandre Brandão que não mediu esforços em fornecer recursos para auxiliar o andamento da pesquisa. Aos colegas do LATEC pelo auxílio dado quando necessário.

À minha maravilhosa orientadora Débora, que sempre me estimulou positivamente em relação ao trabalho, me ajudando sempre que solicitada.

Ao meu primo Gabriel por todas as conversas, conselhos e borracheras durante esse período. Aos meus amigos e colegas de curso, Marcos e Rafael, somente agradecer por toda a parceria e a forte conexão que criamos ao longo dos anos.

À todxs os colegas e pessoas que passaram na minha vida durante esses 6 extensos anos de academia, meu muito obrigado.

À mim, por fazer disso tudo possível e não romper NUNCA sob pressão.

## RESUMO

Na construção civil, o elemento mais usado é o concreto armado. Devido a este uso constante é comum este elemento estrutural apresentar manifestações patológicas ao longo da sua vida útil. Na ordem de buscar opções de recuperação para estas patologias que estão cada vez mais frequentes, surgem os projetos de recuperação de estruturas de concreto armado. A presente pesquisa visa comparar duas técnicas de reforço estrutural, que são o aumento de seção e a aplicação de chapas metálicas. O objetivo é avaliar o desempenho mecânico dos reforços aplicados em vigas, quando solicitados a esforços de flexão simples e de cisalhamento. Para isso, foram dimensionados e confeccionados corpos de prova equivalentes a vigas de concreto armado, divididas em grupos referentes a ensaios de flexão e cisalhamento. Tratando-se de uma recuperação estrutural, primeiramente, os elementos passaram por um pré-carregamento determinado para atingir o estado limite de serviço; posterior a isso, foram reforçados e por fim, carregados até seu limite de ruptura, onde atingiram sua ruína. Com relação aos dois métodos de recuperação estrutural para flexão, é possível destacar o excelente desempenho do aumento de seção, conferindo ganhos de resistência de 180% quando comparado à carga de ELS. O reforço através da aplicação de chapas metálicas chegou a apresentar ganhos de resistência na ordem de 98% em relação à carga de estado limite de serviço. Entre os dois métodos estudados, o aumento de seção demonstrou um maior ganho de aumento de resistência em relação ao método de chapa colada, confirmando ser um reforço estrutural eficiente.

**Palavras-chave:** Recuperação estrutural; Concreto Armado; Projeto de estruturas.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Viga armada e não armada submetida a flexão.....	24
Figura 2 - Origem dos problemas patológicos.....	27
Figura 3 - Lei de Sitter.....	28
Figura 4 - Distribuição relativa de patologias em estruturas de concreto.....	31
Figura 5 - Fissura por flexão.....	32
Figura 6 - Fissura por cisalhamento.....	33
Figura 7 - Fissura por torção.....	34
Figura 8 - Fissura por compressão.....	34
Figura 9 - Disposição de armaduras em relação aos esforços.....	35
Figura 10 - Etapas do reforço por aumento de seção.....	36
Figura 11- Reforço à flexão com chapas metálicas.....	38
Figura 12 - Reforço ao cortante com chapas metálicas.....	38
Figura 13 - Comparação de propriedades de diferentes materiais.....	39
Figura 14 - Fluxograma de Pesquisa.....	44

Figura 15 - Esquema de aplicação dos carregamentos.....	49
Figura 16 - Carregamentos teóricos calculados no limite do domínio 2-3.....	50
Figura 17 - Detalhamento para a flexão simples.....	51
Figura 18 - Detalhamento para o cisalhamento.....	51
Figura 19 - Todas as 12 vigas que foram desenvolvidas.....	54
Figura 20 - Curvas de Abrams.....	56
Figura 21 - Caminhão betoneira recebendo e misturando os materiais.....	59
Figura 22 - Abatimento do tronco de cone.....	60
Figura 23 - Lançamento e adensamento do concreto.....	61
Figura 24 - Vigas concretadas.....	61
Figura 25 - Viga posicionada na prensa Emic 200PLUS.....	62
Figura 26 - Fissurômetro utilizado para caracterizar fissuras.....	63
Figura 27 - Esquema do processo de aumento de seção para flexão e cisalhamento em corte transversal.....	65
Figura 28 - Esquema do processo de aumento de seção para flexão em vista longitudinal.....	66
Figura 29 - Esquema do processo de aumento de seção para cisalhamento em vista longitudinal.....	66
Figura 30 - Estribo U invertido em projeto.....	67
Composição de Figuras 31 - Apicoamento das vigas.....	68
Composição de Figuras 32 - Sequência da execução do reforço por aumento de seção.....	69

Figura 33 - Resina Epóxi Sikadur 32 para chumbamento dos estribos da armadura.....	69
Figura 34 - Vigas com a armadura de reforço fixada.....	70
Figura 35 - Recondicionamento das madeiras das formas para reutilização.....	71
Figura 36 - Vigas prontas para receber o microconcreto.....	71
Composição de Figuras 37 - Saco de graute e o microconcreto fluido pronto para ser lançado.....	72
Figura 38 - Vigas reforçadas com microconcreto fresco.....	73
Figura 39 - Vigas após desforma.....	73
Figura 40 - Corte transversal reforço à flexão.....	74
Figura 41 - Corte transversal reforço ao cortante.....	75
Figura 42 - Vista longitudinal reforço à flexão.....	75
Figura 43 - Vista longitudinal reforço ao cortante.....	75
Figura 44 - Chapas de aço de 1,5 mm utilizadas.....	77
Composição de Figuras 45 - Resina epóxi Sikadur 32 e chapa metálica pronta para fixação.....	77
Figura 46 - Vigas com o reforço aplicado.....	78
Figura 47 - Viga reforçada ao cisalhamento após sua ruptura.....	85
Figura 48 - VITC2 no seu estado limite último.....	85
Figura 49 - VITF2 no seu estado limite último.....	86
Figura 50 - VIMEC2 no seu estado limite último.....	90
Figura 51 - VIMEF1 no seu estado limite último.....	90



Figura 52 - Corpo de prova cilíndrico sendo ensaiado à compressão.....97

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Granulometria da composição ideal de areia utilizada na central dosadora.....	46
Gráfico 2 - Granulometria da composição ideal de brita 0 e brita 1.....	47
Gráfico 3 - Comportamento das vigas na pré carga... ..	81
Gráfico 4 - Comportamento das vigas no carregamento final... ..	81
Gráfico 5 - Comportamento das vigas reforçadas aos esforços de flexão com aumento de seção comparado com os valores das vigas testemunho à flexão...	83
Gráfico 6 - Comportamento das vigas reforçadas aos esforços de cisalhamento com aumento de seção comparado com os valores das vigas testemunho ao cisalhamento.....	84
Gráfico 7 - Comportamento das vigas reforçadas aos esforços de flexão com chapas de aço comparado com os valores das vigas testemunho à flexão... ..	87
Gráfico 8 - Comportamento das vigas reforçadas aos esforços do cisalhamento com chapas de aço comparado com os valores das vigas testemunho ao cisalhamento.....	88
Gráfico 9 - Comparação entre comportamentos de ambos reforços à flexão.....	91
Gráfico 10 - Comparação entre comportamentos de ambos reforços ao cisalhamento.....	92

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Relação A/C e classes de concreto.....	22
Tabela 2 – Relação A/C e classes de concreto.....	23
Tabela 3 - Exigências físicas e mecânicas do Cimento Portland composto (CP II Z).....	45
Tabela 4 - Características dos aços mais comumente utilizados.....	48
Tabela 5 - Dados técnico do aditivo Muraplast FK 49C.....	49
Tabela 6 - Dados dos agregados utilizados na dosagem do concreto.....	55
Tabela 7 - Dados do traço dosado.....	58
Tabela 8 - Histórico de cargas aplicadas e ganho de resistência nas vigas reforçadas.....	80
Tabela 9 - Dados obtidos em ensaio das vigas reforçadas com aumento de seção ensaiadas à flexão.....	82
Tabela 10 - Dados obtidos em ensaio das vigas reforçadas com aumento de seção ensaiadas ao cisalhamento.....	84
Tabela 11 - Dados obtidos em ensaio das vigas reforçadas com chapas metálicas ensaiadas à flexão.....	87
Tabela 12 - Dados obtidos em ensaio das vigas reforçadas com chapas metálicas ensaiadas ao cisalhamento.....	89

Tabela 13 - Relação e custos dos materiais utilizados no reforço com aplicação de chapas metálicas.....	93
Tabela 14 - Relação de materiais e custos para reforço com chapas metálicas de acordo com a base de dados CYPE.....	94
Tabela 15 - Relação e custos dos materiais utilizados no reforço com aumento de seção.....	95

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Classes de Agressividade Ambiental.....	22
Quadro 2 - Classes de Agressividade Ambiental.....	25
Quadro 3 - Exigências relativa à fissuração de acordo com a CAA para concreto simples e armado.....	32
Quadro 4 - Nomenclatura e códigos adotados para as vigas.....	53
Quadro 5 - Consumo de água aproximado.....	56
Quadro 6 - Relação módulo finura com dimensão máxima agregado graúdo.....	57
Quadro 7 - Relação de resistência nas idades selecionadas de cura do traço do concreto.....	96

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

CAA – Classe de agressividade ambiental

cm - Centímetros

CPs - Corpos de prova

fck- Resistência característica do concreto à compressão

GPa - Gigapascal

Kg - Kilograma

KN - Kilonewton

MPa - Mega Pascal

mm - Milímetros

N - Newton

NBR - Norma Brasileira

PRF - Polímero reforçado com fibras

UNIVATES - Universidade do Vale do Taquari

Wk – Dimensão da abertura das fissuras

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>17</b>
<b>1.1 Problema de pesquisa.....</b>	<b>18</b>
<b>1.2 Objetivos .....</b>	<b>18</b>
<b>1.2.1 Objetivo geral .....</b>	<b>18</b>
<b>1.2.2 Objetivos específicos .....</b>	<b>18</b>
<b>1.3 Justificativa da pesquisa .....</b>	<b>19</b>
<b>1.4 Estrutura do trabalho .....</b>	<b>19</b>
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>21</b>
<b>2.1 Diretrizes para concreto armado.....</b>	<b>21</b>
<b>2.1.1 Resistência à compressão .....</b>	<b>21</b>
<b>2.1.2 Resistência à tração .....</b>	<b>24</b>
<b>2.1.3 Cobrimento.....</b>	<b>25</b>
<b>2.1.4 Módulo de Elasticidade.....</b>	<b>26</b>
<b>2.2 Causas de manifestações patológicas em concreto armado .....</b>	<b>26</b>
<b>2.2.1 Falhas na concepção e projeto .....</b>	<b>27</b>
<b>2.2.2 Falhas na execução .....</b>	<b>28</b>
<b>2.2.3 Falhas relacionadas aos materiais.....</b>	<b>29</b>
<b>2.2.4 Falhas relativas à má utilização e manutenção .....</b>	<b>29</b>
<b>2.3 Causas da degradação das estruturas .....</b>	<b>30</b>
<b>2.4 Fissuras em Elementos Estruturais.....</b>	<b>31</b>
<b>2.4.1 Fissura devido à flexão.....</b>	<b>32</b>
<b>2.4.2 Fissura devido ao cisalhamento .....</b>	<b>33</b>
<b>2.4.3 Fissuras devido à torção.....</b>	<b>33</b>
<b>2.4.4 Fissuras devido à compressão .....</b>	<b>34</b>
<b>2.5 Técnicas de Reforço Estrutural.....</b>	<b>34</b>
<b>2.5.1 Reforço utilizando concreto ou microconcreto armado .....</b>	<b>35</b>
<b>2.5.2 Reforço utilizando chapas metálicas .....</b>	<b>37</b>
<b>2.5.3 Reforço poliméricos com adição de fibras.....</b>	<b>38</b>
<b>2.5.3.1 Reforço utilizando compósitos reforçados com fibra de carbono.....</b>	<b>39</b>
<b>2.5.3.2 Reforço utilizando compósitos reforçados com fibra de vidro .....</b>	<b>40</b>

2.5.3.3 Reforço utilizando compósitos reforçados com fibra de aramida .....	40
2.6 Avanços na área de reforço estrutural .....	40
2.6.1 Normativas para reforço .....	42
<b>3 PROGRAMA EXPERIMENTAL .....</b>	<b>43</b>
3.1 Estratégia de Pesquisa .....	43
3.2 Materiais .....	44
3.2.1 Cimento .....	44
3.2.2 Areia .....	45
3.2.3 Brita .....	46
3.2.4 Aço .....	47
3.2.5 Água .....	48
3.2.6 Aditivo .....	48
3.3 Dimensionamento das vigas .....	49
3.3.1 Armadura à flexão .....	50
3.3.2 Armadura ao cisalhamento .....	51
3.4 Produção das vigas .....	52
3.5 Dosagem do concreto .....	54
3.5.1 Concretagem .....	59
3.6 Pré Carga .....	62
3.7 Recuperação das Vigas .....	63
3.8 Modelagem do Reforço .....	64
3.8.1 Reforço por aumento de seção .....	64
3.8.1.1 Execução do reforço através do aumento de seção .....	67
3.8.2 Reforço com chapas metálicas aderidas com epóxi .....	74
3.8.2.1 Execução do reforço através da colagem de chapas metálicas .....	76
<b>4 RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>79</b>
4.1 Ganho de resistência a partir do ELS .....	79
4.2 Resultados das vigas reforçadas com aumento de seção .....	82
4.3 Resultados das vigas reforçadas com chapas metálicas .....	86
4.4 Comparação entre reforços .....	91
4.5 Análise de Custos .....	93
4.6 Controle de resistência do concreto .....	96
<b>5 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>98</b>
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>100</b>
<b>APÊNDICES .....</b>	<b>105</b>
APÊNDICE A - DIMENSIONAMENTO DE ARMADURA À FLEXÃO .....	105
APÊNDICE B - DIMENSIONAMENTO DE ARMADURA AO CISALHAMENTO ...	108
APÊNDICE C - DIMENSIONAMENTO DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO .....	111



<b>APÊNDICE D - DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO ATRAVÉS DO AUMENTO DE SEÇÃO .....</b>	<b>117</b>
--	------------

## 1 INTRODUÇÃO

Com a crescente evolução da construção civil nos últimos anos observou-se o surgimento de novos materiais, novas técnicas e novas normas que auxiliam de forma significativa o projetista de estruturas de concreto armado. Com a crescente disposição de recursos, para Zucchi (2015), os projetistas e construtores são capazes de oferecerem projetos muito mais ricos em detalhes, priorizando tempo de execução e orçamento.

Conforme o cenário da construção demonstra sua evolução e o emprego de estruturas de concreto armado com maior frequência, é inevitável o surgimento de patologias nas mesmas. Essas manifestações patológicas possuem diversas causas, citando-se erros no momento de projetar, a elevada quantidade de detalhes e a má qualificação do executor. Estes podem ser fatores que se combinam e causam futuras patologias. É comum observar a ocorrência de patologias no momento de execução da estrutura, devido a aplicação de uma técnica não apropriada para tal construção, por exemplo.

Considerando a importância estrutural do concreto armado e sabendo que a sua utilização é cada vez mais disseminada, os erros que surgem nessas estruturas estão cada vez mais em evidência e podem prejudicar o desempenho, trazendo perigo aos usuários, fora prejuízo profissional e financeiro para os construtores e projetistas.

Levando-se em conta que as manifestações patológicas e falhas estruturais estão cada vez mais em evidência, surgem então os projetos de reforço e recuperação de estruturas, com diferentes técnicas e materiais. Beber (2003) destaca em seu trabalho a disseminação do uso de polímeros reforçados com fibra

de carbono para o reforço de vigas de concreto armado. Os processos e técnicas irão variar de acordo com a realidade do elemento a ser recuperado, possuindo um custo que se adapta ao nível do reforço projetado.

Tendo em vista o disposto anteriormente, este trabalho trata especificamente da recuperação de vigas de concreto armado, fazendo uma comparação entre a utilização de dois métodos, o reforço através do aumento de seção e aplicação de chapas metálicas com resina epóxi. Foi realizada uma comparação entre esses dois métodos, visando avaliar viabilidade, ganho de resistência pós-reforço e principalmente o custo envolvido em ambos os procedimentos.

## **1.1 Problema de pesquisa**

Com a ampla disseminação dos modelos de reforço estrutural, dois se sobressaem devido sua utilização frequente nas obras do Brasil. O método de aumento de seção, que possui diversas variações em sua execução, é um dos métodos mais utilizados no país, levando em consideração a familiaridade que se tem com os materiais e a simplicidade no momento da execução. O método de aplicação de chapas metálicas para recuperação de elementos estruturais foi se disseminando também, ocorrendo variações na sua execução, fazendo com que o mesmo se tornasse uma solução não destrutiva e mais veloz. Entre esses dois métodos, qual seria o mais viável em termos de aumento de resistência e economia?

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo geral**

O objetivo geral desta pesquisa é realizar uma comparação entre dois métodos de recuperação estrutural em vigas de concreto armado, avaliando o desempenho dos materiais empregados e destacando os prós e contras de cada método.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

- Avaliar o ganho de resistência após aplicação dos reforços à flexão;
- Avaliar o ganho de resistência após aplicação dos reforços ao cisalhamento;
- Analisar os processos de ruptura nas vigas reforçadas;
- Comparar os dois métodos de reforço estrutural em termos mecânicos;
- Avaliar o custo dos dois métodos de reforço estrutural;
- Avaliar a resistência do concreto conforme estabelecido em projeto.

### **1.3 Justificativa da pesquisa**

Com o aumento significativo das estruturas de concreto armado, houve uma evolução no entendimento sobre os seus materiais constituintes e um avanço na disposição de novas tecnologias para calculistas. Isto fez com que esses profissionais criassem um maior domínio sobre o assunto, utilizando fatores de segurança cada vez menores em ordem de poder projetar elementos mais esbeltos e arquitetônicos.

As estruturas de concreto armado geralmente apresentam processos patológicos antes de chegar ao final de sua vida útil programada. Essas patologias podem ser por erros de construção, projeto ou falta de manutenção. Levando isso em conta, decidiu-se escolher o tema reforço estrutural no intuito de propor dados e novas perspectivas dos métodos utilizados aos pesquisadores e profissionais da área de estruturas.

Os métodos de reforço de aumento de seção e aplicação de chapas metálicas surgem como soluções de recuperação estrutural, proporcionando um excelente aumento de resistência e mostrando-se como menos onerosos e mais disseminados no Brasil.

### **1.4 Estrutura do trabalho**

O trabalho está estruturado em cinco capítulos.

O primeiro capítulo é composto de todos os elementos introdutórios, dos quais citam-se o tema do trabalho e a delimitação do mesmo, hipóteses, objetivos e justificativas.

No segundo capítulo tem-se a revisão bibliográfica. Esse capítulo compreende toda a fundamentação teórica utilizada para o desenvolvimento da pesquisa.

No terceiro capítulo há o detalhamento do programa experimental utilizado na elaboração da pesquisa.

O quarto capítulo apresenta os resultados e discussões dos dados obtidos durante a realização do trabalho.

O quinto capítulo descreve as considerações finais deste trabalho, onde foram respondidos os objetivos do trabalho.

Por fim, apresentam-se as referências bibliográficas consultadas para a fundamentação teórica da pesquisa.

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 Diretrizes para concreto armado**

É fundamental ter conhecimento das propriedades e comportamentos dos materiais para uma análise mais profunda dos elementos estruturais, para que assim seja mais viável sua recuperação estrutural (HELENE, 2005).

#### **2.1.1 Resistência à compressão**

Segundo Vieira Filho (2007) o principal parâmetro levado em consideração para a avaliação da qualidade de uma estrutura de concreto é a sua resistência mecânica à compressão. A resistência à compressão pode ser obtida através de ensaios de laboratório de compressão simples, normatizados pela ABNT NBR 5739 (2018) – Concreto – Ensaio de compressão em corpos de prova cilíndricos. A deformação é um parâmetro avaliado durante o ensaio também, na qual ao final se elabora uma relação entre os resultados e se obtém o módulo de elasticidade do concreto.

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), a resistência do concreto se refere a idade de 28 dias após a concretagem, chamada  $F_{ck}$ , e se obtém através de um processo estatístico, onde se ensaiam um determinado número de corpos de prova nessa idade. Com os resultados do ensaio de compressão, se elabora uma curva de frequência, sendo que a resistência do concreto é um valor que terá 95% ou mais de probabilidade de ser atingido.

A resistência característica à compressão dos concretos é feita através de classes, que estão dispostas na ABNT NBR 8953 (2015) - Concreto para fins

estruturais — Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. A classificação é dividida em dois grupos de resistência (I e II) e sua nomenclatura começa com a letra C seguida pela resistência da classe. A classe C25, por exemplo, refere-se a um concreto com  $F_{ck}$  de 25 MPa. Na Tabela 1, observam-se os valores dispostos na NBR 8953 (2015).

Tabela 1 – Relação A/C e classes de concreto

Classe de resistência Grupo I	Resistência característica à compressão MPa	Classe de resistência Grupo II	Resistência característica à compressão MPa
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45	C100	100
C50	50		

Fonte: NBR 8953, 2015, pág. 2. Adaptado pelo autor.

A NBR 6118 (2014) disponibiliza classes de acordo com a classe de agressividade do ambiente, que está associada às ações químicas e físicas do ambiente ao qual a estrutura projetada será executada. As classes podem ser observadas no Quadro 1.

Quadro 1 - Classes de Agressividade Ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Frac	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana <sup>a, b</sup>	Pequeno

III	Forte	Marinha <sup>a</sup>	Grande
		Industrial <sup>a, b</sup>	
IV	Muito forte	Industrial <sup>a, c</sup>	Elevado
		Respingos de maré	

<sup>a</sup> Pode-se admitir um microclima com uma classe agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes revestidos com concreto com argamassa e pintura.

<sup>b</sup> Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegida de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

<sup>c</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de papel ou celulose, armazéns de fertilizante, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118, 2014, pág. 17. Adaptado pelo autor.

Logo após a definição da classe, define-se a relação água/cimento e a classe do concreto a ser utilizado na estrutura. Define-se com base em uma tabela disposta pela NBR 6118 (2014), de acordo com a classe de agressividade elegida.

Na Tabela 2, observa-se os valores disponíveis para CA (Concreto Armado) e para CP (Concreto Protendido).

Tabela 2 – Relação A/C e classes de concreto

Concreto	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

Fonte: NBR 6118, 2014, pág. 18. Adaptado pelo autor.



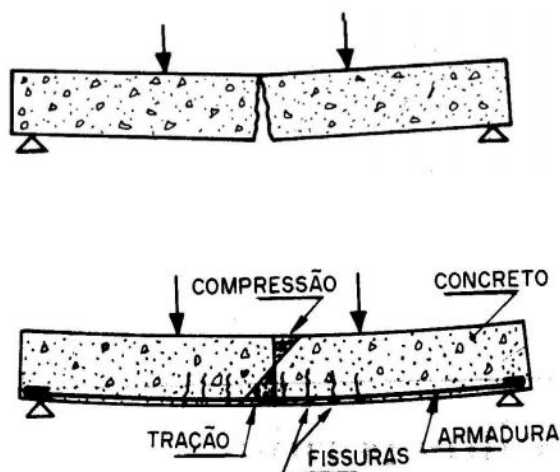
### 2.1.2 Resistência à tração

Tem-se, de acordo com Mehta e Monteiro (2014), que a resistência à tração do concreto está em ordem de 0,07 e 0,11 do valor da resistência à compressão.

O concreto por si próprio possui uma baixa resistência à tração, eis a importância da inserção de barras de aço na parte tracionada do elemento, que segundo Porto e Fernandes (2015), o concreto quando associado com materiais de que apresentam alta resistência tração, sofre, por consequência, um aumento na sua capacidade de resistir a esforços de tração/flexão.

Na Figura 1 observa-se um esquema com o comportamento de dois modelos de viga dispostas por Almeida (2002), uma sem armadura na parte inferior (armadura positiva) e outra com disposição de barras de aço na parte tracionada (inferior).

Figura 1 - Viga armada e não armada submetida a flexão



Fonte: Almeida, 2002, pág. 3.

Ambos modelos estão submetidos aos esforços de flexão, sendo que no primeiro modelo observa-se uma ruptura oriunda da tração. No segundo modelo, as barras de aço são responsáveis por cooperar com a estrutura de concreto e absorver os esforços internos de tração, obtendo-se um melhor aproveitamento dos materiais e aumentando a capacidade de carga da viga. Ressalta-se também que a

inserção das armaduras, auxilia o elemento a resistir aos esforços de cisalhamento (ALMEIDA, 2002).

### 2.1.3 Cobrimento

Para Andrade (2016) a correta execução dos cobrimentos nos concretos, aumenta a durabilidade do elemento estrutural, pois estão trabalhando de forma a criar uma barreira para os agentes agressivos, alargando a vida útil da estrutura.

A NBR 6118 (2014), o cobrimento deve ser definido de acordo com o elemento estrutural e a classe de agressividade para a estrutura a ser projetada. No Quadro 2 apresentam-se os cobrimentos nominais para concreto armado e concreto protendido.

Quadro 2 - Classes de Agressividade Ambiental

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV <sup>c</sup>
		Cobrimento nominal em mm			
Concreto armado	Laje <sup>b</sup>	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo <sup>d</sup>	30		40	50
Concreto protendido <sup>a</sup>	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

<sup>a</sup> Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

<sup>b</sup> Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal de  $\geq 15$  mm.

<sup>c</sup> Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

<sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto com os elementos de fundação, a armadura

deve ter cobrimento nominal de $\geq 45$ mm.
--

Fonte: NBR 6118, 2014, pág. 20. Adaptado pelo autor.

#### **2.1.4 Módulo de Elasticidade**

Na NBR 6118 (2014), dispõe-se que o módulo de elasticidade deve ser definido através de ensaios normatizados pela ABNT NBR 8522 (2017) – Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão.

De acordo com a NBR 8522 (2017), tem-se que o módulo de elasticidade é proveniente da razão entre a tensão aplicada sobre um elemento e a deformação por ele sofrida.

### **2.2 Causas de manifestações patológicas em concreto armado**

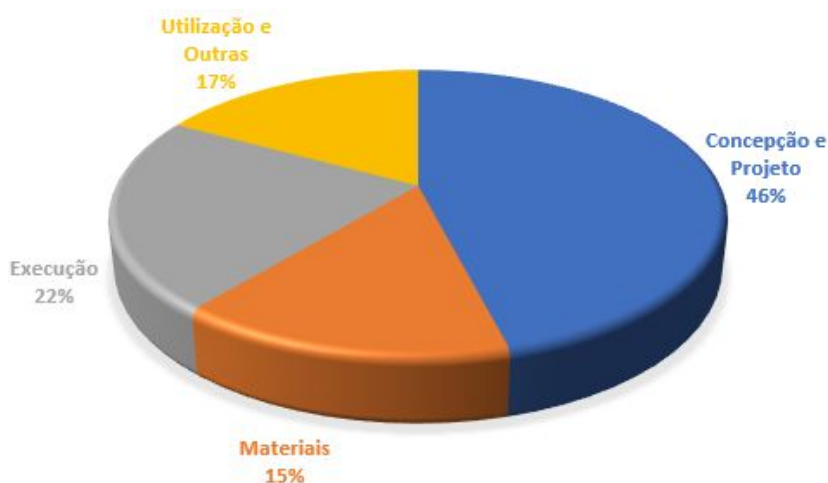
Conforme Helene (2005), a razão dos problemas patológicos podem ser diversos, podendo citar fatores como as cargas, variação da umidade, variações térmicas relativas e não relativas ao concreto, agentes biológicos, incompatibilidade de materiais e assim por diante.

Ainda de acordo com Helene (2005) destaca-se que os sintomas mais recorrentes nas estruturas de concreto armado são: fissuras, flechas excessivas, corrosão nas armaduras e os ninhos de concretagem (separação dos materiais constituintes do concreto).

Souza e Ripper (1998) destacam que é fundamental o conhecimento da origem da deterioração da estrutura, não apenas para aplicar o procedimento de recuperação correto, mas garantir que a mesma não volte a sofrer com patologias.

Na Figura 2, apresentam-se as origens dos problemas patológicos em estruturas de concreto.

Figura 2 - Origem dos problemas patológicos



Fonte: Verçozza (1991) apud Souza e Ripper (1998). Adaptado pelo autor.

### 2.2.1 Falhas na concepção e projeto

Múltiplas são as falhas que podem ser ocasionadas durante a concepção e projeto da estrutura. Tais falhas podem ocorrer ao realizar-se o lançamento da estrutura (estudo preliminar) e podem ocorrer também na execução do anteprojeto ou no projeto de execução, conhecido também como projeto final de engenharia (SOUZA; RIPPER, 1998).

Para Couto (2007) a prevenção das falhas deveria começar na fase de concepção do projeto da estrutura, tendo em vista que a ausência desse cuidado pode gerar custos exorbitantes de recuperação, podendo chegar a 12,4% do custo total da obra.

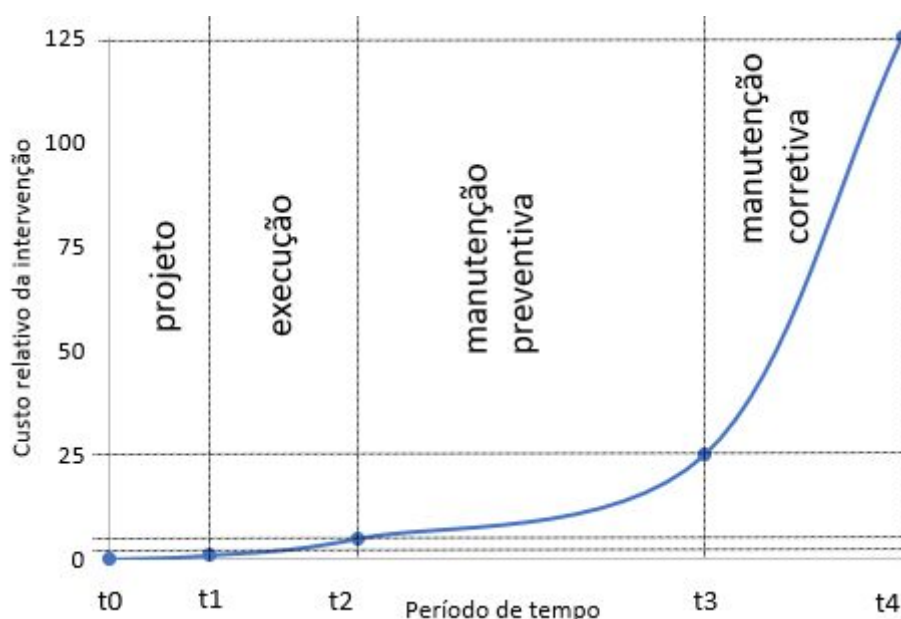
Helene (2005) ressalta que um grande percentual das manifestações patológicas está atrelado às etapas de planejamento e projeto, e que é extremamente aconselhável investir mais tempo no detalhamento e no estudo da estrutura, para evitar, futuramente, tomar decisões apressadas ou de cunho adaptativo durante a execução da estrutura.

É importante destacar que toda ação que for tomada a nível de planejamento e projeto, com intuito de aumentar a durabilidade e proteção da estrutura, como

aumento de cobertura, redução da relação a/c, correta especificação dos tratamentos superficiais, detalhes construtivos bem especificados, especificação de cimento, aditivos e adições, irão representar um custo muito menor em comparação com a manutenção preventiva e corretiva (HELENE, 1992).

Observa-se na Figura 3 um gráfico que exemplifica a lei de Sitter (1984), que basicamente explicita que o valor investido durante a fase de projeto para prevenir uma patologia futura é menor, sendo o valor da manutenção corretiva o mais caro, porém ambos cumpririam a mesma função. De forma simplista, o custo investido na prevenção da patologia custaria R\$ 5,00 enquanto o custo na manutenção corretiva teria um aumento significativo custando R\$ 125,00 e cumpriria o mesmo efeito da “mais barata”.

Figura 3 - Lei de Sitter



Fonte: Sitter, 1984. Adaptado pelo autor.

### 2.2.2 Falhas na execução

De acordo com Souza e Ripper (1998) as falhas atreladas à fase de execução da estrutura estão relacionadas diretamente com a qualificação da mão de obra

atuante e com o nível de informações dispostas no projeto, sendo que o último cumpre um papel importantíssimo no que condiz a motivação dos trabalhadores.

A gestão ineficiente e uso de processos pouco adequados para a obra, de acordo com Couto (2007); são fatores impreteríveis para a geração de patologias relacionadas com a execução, e que afirma-se que de acordo Hammarlund *et al.* (1991) apud Couto (2007) que as falhas relacionadas a conclusão tem um custo de 26% de acordo com o valor final da obra.

A NBR 12655 (2015) — Concreto de cimento Portland — Preparo, controle, recebimento e aceitação — Procedimento, serve de auxílio no momento da execução da estrutura de concreto, tendo em vista que essa norma dispõe da caracterização dos materiais a serem utilizados, estudo de dosagem, ajuste e comprovação de traço de concreto e por fim execução e lançamento. O fato de não atender o disposto na norma, compromete a estrutura, tendo em vista que a mesma será conduzida a uma perda de resistência, elemento vital do conjunto estrutural.

### **2.2.3 Falhas relacionadas aos materiais**

Souza e Ripper (1998) constata também que é muito frequente a ocorrência de patologias relacionadas à má qualidade dos materiais e componentes, e a grande maioria dos materiais possuem sua qualidade normatizada.

Porém, o controle de aceitação e fiscalização equivocado desses materiais pode acarretar em posteriores patologias. Cita-se como exemplo o fck inferior ao estipulado em projeto, aço de bitola diferente, uso incorreto de aditivos, etc (SOUZA; RIPPER, 1998).

### **2.2.4 Falhas relativas à má utilização e manutenção**

A NBR 5674 (2012) — Manutenção de Edificações, dispõe de normativas que definem o conceito de manutenção como o conjunto de atividades realizadas para preservar ou recuperar a integridade da edificação, concentrando-se sempre na segurança do usuário.

Para Souza e Ripper (1998) tem-se que as origens dos problemas patológicos por falta de manutenção se dão pelo desconhecimento técnico, incompetência, desleixo e problemas econômicos. A falta de orçamento para manutenção pode acabar se tornando o fator primário de surgimento de patologias e um verdadeiro rombo financeiro – se não a própria demolição da estrutura.

O usuário, que se demonstra como a parte mais interessada na segurança da estrutura, acaba por ignorância ou desleixo, segundo Souza e Ripper (1998), de forma irônica, se mostrando um agente de deterioração estrutural, podendo realizar obras como demolição ou aberturas de vãos, sem consulta prévia a especialistas.

Segundo Olivari (2003), sobrecargas não previstas em projeto podem levar a um esforço excessivo do elemento estrutural, fazendo com que o mesmo trabalhe além de sua capacidade, gerando patologias. Um exemplo rápido seria a alteração de uso de uma sala comercial para um depósito, o que implica no aumento significativo de carga no sistema estrutural da edificação.

### **2.3 Causas da degradação das estruturas**

Helene (1992) constata que a degradação das estruturas de concreto tem seu início a partir da má aderência dos agregados e da deterioração da pasta. O processo de degradação muitas vezes é em decorrência de fatores químicos, tendo contribuição de condições físicas e mecânicas. A perda de desempenho e envelhecimento dos componentes do concreto se dão por agentes naturais. As causas de deterioração são definidas através de múltiplas ações: físicas, mecânicas, químicas ou biológicas.

Os problemas patológicos com maior incidência, de acordo com Helene (2005), são citados na Figura 4.

Figura 4 - Distribuição relativa de patologias em estruturas de concreto



Fonte: Helene (2005). Adaptado pelo autor.

Um fator causador da degradação da estrutura é o ambiente em que a mesma está inserida, e para isso a NBR 6118 (2014) dispõe de classes de agressividade ambiental relacionado ao meio ao qual a estrutura se encontra e ações que a mesma estará submetida.

Em relação aos mecanismos que podem degradar a estrutura de concreto citam-se: expansão por sulfatos, expansão por reação alcalinas e reações danosas na superfície do elemento. Para mecanismos de degradação da armadura, citam-se: corrosão por altos níveis de cloretos e por carbonatação. E mecanismos de degradação da estrutura como um todo, citam-se: ações mecânicas, ações cíclicas, deformações, etc. (HELENE, 1992).

## 2.4 Fissuras em Elementos Estruturais

Souza e Ripper (1998) constataram que as fissuras são consideradas as patologias mais comuns, e que sua ocorrência acaba chamando atenção do usuário,



pois o mesmo pensa que algo poderá acontecer com a estrutura. A fissura tem sua abertura caracterizada com dimensão máxima de até 0,5 mm, passando disso tem-se uma trinca, que está limitada a 1 mm, e passando desse valor tem-se então uma rachadura.

Tem-se também, para Souza e Ripper (1998), que as fissuras são aberturas superficiais na estrutura de concreto armado que permitirá a entrada de agentes agressivos, podendo levar a processos internos de deterioração

A NBR 6118 (2014) define limites de aberturas de fissuras de acordo com a classe de agressividade ambiental da estrutura. Esses limites podem ser observados no Quadro 3.

Quadro 3 - Exigências relativa à fissuração de acordo com a CAA para concreto simples e armado

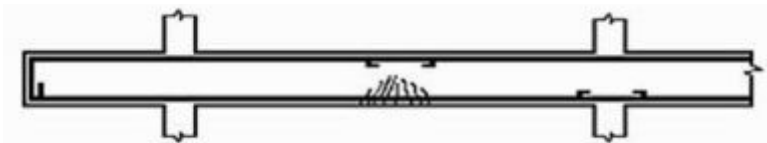
Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA)	Exigências relativas à fissuração
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há
Concreto armado	CAA I	$ELS-W W_k \leq 0,4 \text{ mm}$
	CAA II e CAA III	$ELS-W W_k \leq 0,3 \text{ mm}$
	CAA IV	$ELS-W W_k \leq 0,2 \text{ mm}$

Fonte: NBR 6118, 2014, pág. 80. Adaptado pelo autor.

#### 2.4.1 Fissura devido à flexão

Para Helene (2005), as fissuras por flexão são caracterizadas por terem seu início próximo a armadura, seguindo na vertical em direção a fibra neutra. Esse tipo de fissura aparece quando a área aço disposta na estrutura não for suficiente para aguentar o momento fletor imposto. São perpendiculares ao eixo do elemento e aparecem em mais quantidade, mais próximas entre si. Na Figura 5, observa-se a caracterização da fissuração por flexão.

Figura 5 - Fissura por flexão



Fonte: Souza e Ripper, 1998, pág. 59.

#### 2.4.2 Fissura devido ao cisalhamento

Para Souza e Ripper (1998) a ocorrência de fissuras devido ao esforço de cisalhamento se dá pelo subdimensionamento da armadura transversal para os esforços cortantes na estrutura.

Helene (2005) caracteriza-se esse tipo de fissura com seu princípio na alma do elemento ou na fibra tracionada, avançando até os dois extremos, podendo afetar toda a altura da peça. Na Figura 6, observa-se a caracterização da fissuração em decorrência de esforços cortantes.

Figura 6 - Fissura por cisalhamento



Fonte: Souza e Ripper, 1998, pág. 59.

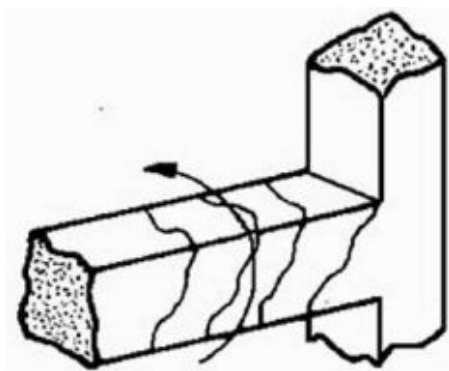
#### 2.4.3 Fissuras devido à torção

A torção quase sempre se apresenta acompanhada de solicitações de flexão e cisalhamento, fazendo com que a peça sofra tensões tangenciais, de maneira parecida com os esforços de cisalhamento. Ressalta-se que as seções com maior solicitação de torção coincidem com as seções que possuem maior solicitação ao cortante (HELENE, 2005).

A fissura por torção se caracteriza a  $45^\circ$  em cada uma das faces do elemento, com uma configuração tipo helicoidal. Este tipo de fissura aparece quando a torção não é levada em conta como um efeito secundário ou se é mal dimensionada (HELENE, 2005).

Na Figura 7, observa-se de forma gráfica a configuração da fissura por torção.

Figura 7 - Fissura por torção



Fonte: Souza e Ripper, 1998, pág. 61.

#### 2.4.4 Fissuras devido à compressão

De acordo com Souza e Ripper (1998) as fissuras por compressão aparecem quando o dimensionamento de armadura de compressão é insuficiente e a carga aplicada no elemento seja superior à resistida pelo concreto.

Descrito por Helene (2005) as fissuras devido à compressão axial podem ser manifestar de diversas formas, dependendo sempre da esbeltez do elemento. Um exemplo de manifestação de fissura a compressão pode-se observar na Figura 8.

Figura 8 - Fissura por compressão



Fonte: Souza e Ripper, 1998, pág. 59.

### 2.5 Técnicas de Reforço Estrutural

Na atualidade se dispõe de diversos tipos de reforços estruturais, que utilizam os mais variados métodos e materiais. A escolha mais apropriada se dará de acordo com a quantidade de recursos econômicos, com a disponibilidade de mão de obra e

conhecimento do projetista responsável pela elaboração do projeto de reforço (SOUZA; RIPPER, 1998).

Procurar-se-á dar uma maior ênfase nos dois métodos que foram utilizados no programa experimental, citando também outras formas de realizar reforço/recuperação.

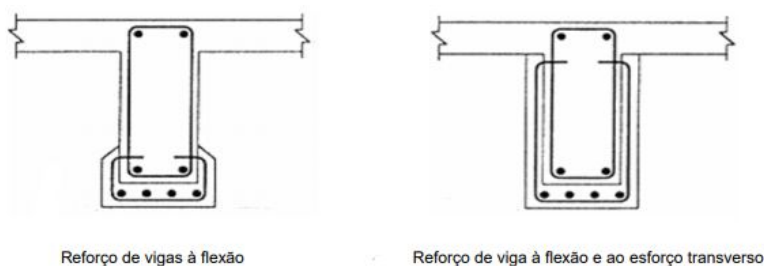
### 2.5.1 Reforço utilizando concreto ou microconcreto armado

A técnica que faz uso de concreto armado, consiste no aumento da seção do elemento estrutural, aumentando a seção do concreto e armadura existente, para Souza e Ripper (1998) é uma técnica que sem dúvidas é a mais utilizada no Brasil, tendo em vista que o custo de reposição desses materiais é baixo.

Esta técnica, em vigas, segundo Sousa (2008), pode ser aplicada tanto para suprir os esforços de flexão, como os esforços transversais de cisalhamento, e ressalta a importância do novo concreto possuir uma boa aderência e resistência compressão compatível com os esforços, concomitante com um módulo de elasticidade e coeficiente de dilatação térmica similar ao do concreto existente.

Em sua pesquisa, Sousa (2008) apresentou diferentes formas e disposições das armaduras de reforço, de acordo com a solicitação presente na estrutura. Na Figura 9, observa-se o aumento de seção realizado somente para os esforços de flexão e também para a mescla dos dois esforços, flexão e cisalhamento.

Figura 9 - Disposição de armaduras em relação aos esforços



Fonte: Sousa, 2008. Adaptado pelo autor.

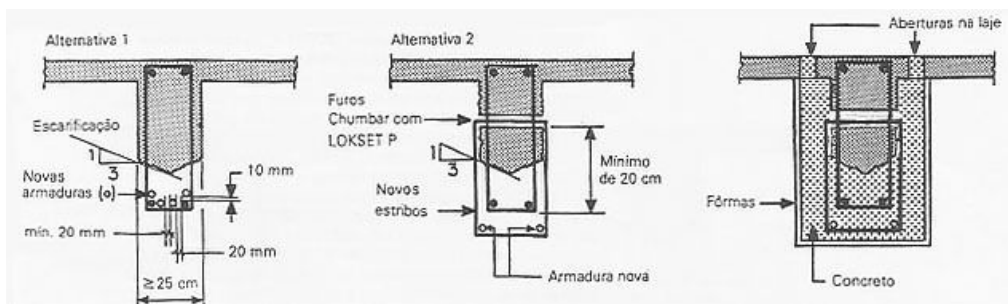
Helene (2005) apresenta uma sequência de passos que auxiliam e facilitam a execução do reforço por aumento de seção. O processo divide-se em cinco etapas, sendo elas limpeza do substrato, preparo do concreto, aplicação, acabamento e cura. A limpeza do substrato consiste no apicoamento do concreto existente, e logo após secando essa superfície e aplicar resina epóxi de baixa viscosidade. Após esta etapa prepara-se o concreto com resistência e características semelhantes ao existente.

O processo de fixação das novas armaduras será feito conforme o projeto de reforço, e se for necessário a furação para aplicação de novos estribos, deve-se aplicá-los com um distanciamento de 20 cm da face inferior. A armadura longitudinal deverá obedecer a um distanciamento igual de 1 cm na vertical e 2 cm na horizontal em relação às barras existentes.

Preparar fôrmas estanques e rígidas que sejam compatíveis com o valor da altura e largura da nova seção, aplicando desmoldante na mesma. Lançamento de concreto deve ser realizado por um lado da viga somente, até que apareça do outro lado. Adensar com vibradores, para evitar bolhas de ar internas.

Dando sequência, Helene (2005) constata que na fase de acabamento realiza-se a desforma, tirando os excessos de materiais e se necessário fazendo reparos com argamassa polimérica. A cura pode ser feita através de saturamento com água por 14 dias ou aplicação de membrana de cura com pulverizador, trincha ou rolo logo após a desforma. Na Figura 10, observa-se as etapas envolvidas no reforço por aumento de seção.

Figura 10 - Etapas do reforço por aumento de seção



Fonte: Helene, 1992. Adaptado pelo autor.

### **2.5.2 Reforço utilizando chapas metálicas**

De acordo com Sousa (2008) o reforço de vigas utilizando chapas metálicas se dá pela disposição de chapas metálicas na parte inferior e lateral do elemento, e para a fixação se utilizam resina epóxi e parafusos metálicos tipo parabolt. Destaca-se a importância da limpeza da superfície, tendo em vista que a aderência entre os elementos é considerada fator essencial desta técnica.

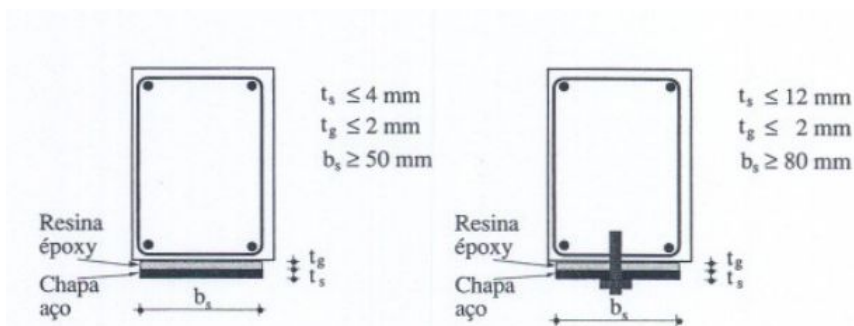
Appleton e Gomes (1997) descreve o processo de execução que tem seu princípio, se aplicado o conjunto resina epóxi mais parabolt, na fixação da chapa metálica em furos realizados de forma prévia com a superfície preparada. Logo após, realiza-se o processo de selagem da chapa com a resina adesiva epóxi, deixando furos de diâmetros pequenos que através destes permita-se a injeção da resina e respiração da chapa, ressaltando-se a importância da utilização de uma resina com baixa viscosidade.

Já Helene (2005), demonstra um processo de aplicação diferente, cujo processo foi adotado no programa experimental deste presente trabalho, sendo realizado algumas adaptações.

Helene (2005) descreve a importância de que as chapas utilizadas no reforço tenham furos de 3 mm de diâmetro a cada 15 cm, para permitir que o ar escape e que tais chapas tenham no máximo 4 mm de espessura. Recomenda-se a utilização de parafusos e porcas, sendo ideal a fixação do parafuso na viga de forma prévia com uso de resina tixotrópica para ancoragem. Feito isso, aplica-se o adesivo de base epóxi com espessura variável de 2 a 3 mm na superfície (superfície limpa e pronta) do concreto. Logo após, deve-se aplicar o adesivo base epóxi na superfície das chapas metálicas a serem coladas. Por fim pressiona-se fortemente as chapas metálicas contra a superfície de concreto, apertando as porcas até obter uma espessura uniforme do adesivo de 1,5 mm.

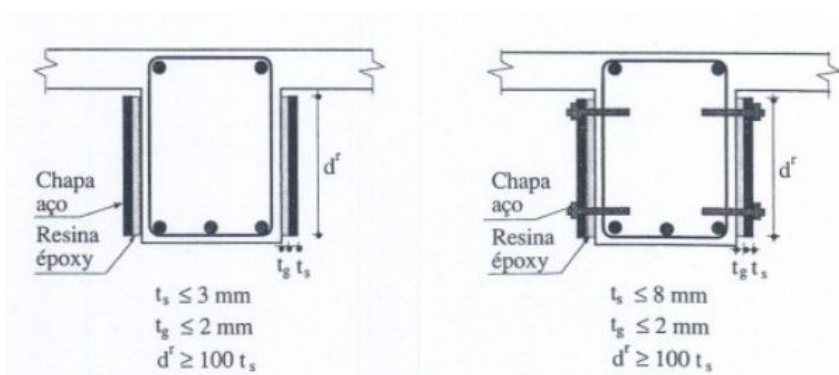
Nas Figuras 11 e 12 observa-se, de forma esquemática, a configuração final do reforço das vigas utilizando chapas metálicas quando submetidas aos esforços de flexão e cisalhamento (APPLETON E GOMES, 1997)

Figura 11 - Reforço à flexão com chapas metálicas



Fonte: Appleton e Gomes, 1997, pág 16.

Figura 12 - Reforço ao cortante com chapas metálicas



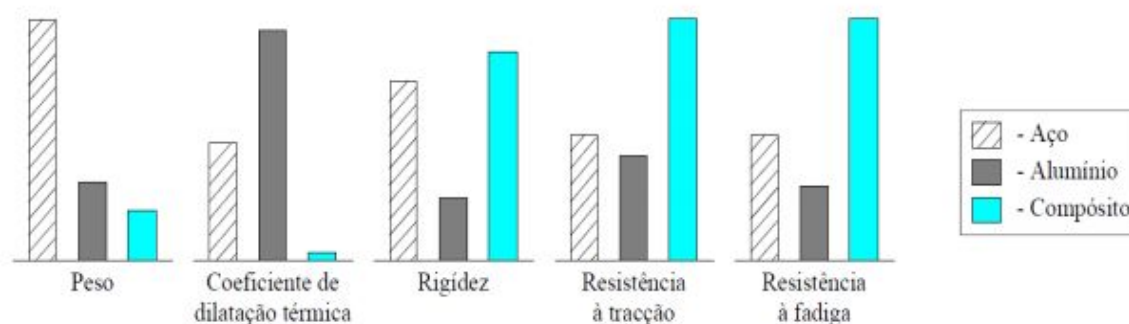
Fonte: Appleton e Gomes, 1997, pág 16.

### 2.5.3 Reforço poliméricos com adição de fibras

Para Beber (2003), os reforços estruturais utilizando compósitos ganham cada vez mais espaço na área de recuperação de elementos, sendo os polímeros reforçados com fibras (PRF) os que mais têm chamado a atenção. A resistência e rigidez desses elementos compósitos dependerão do tipo de fibra utilizada, assim como sua matriz polimérica, ressaltando-se a importância do vínculo entre esses dois elementos como algo vital para o funcionamento do sistema.

Taly (1998) apud Zucchi (2015) faz uma comparação entre o aço, alumínio e o compósito reforçado com fibras e apresenta diferenças nas propriedades que podem ser observadas na Figura 13.

Figura 13 - Comparação de propriedades de diferentes materiais



Fonte: Taly, 1998 apud Zucchi (2015).

### 2.5.3.1 Reforço utilizando compósitos reforçados com fibra de carbono

De acordo com Beber (2003), as fibras de carbonos são as mais utilizadas, tendo em vista a alta resistência que oferecem, além de sua grande rigidez e baixo peso, com seu módulo de elasticidade variando entre 230 e 640 GPa e sua resistência de 1500 a 5000 MPa.

Zucchi (2015) salienta que os compósitos de PRFC (Polímero Reforçado com Fibras de Carbono) podem ser produzidos de diversas maneiras, podendo ser em mantas, tecidos ou laminados, sendo o último o mais apropriados para o reforço de elementos de concreto armado, porque interfere muito pouco nas dimensões do elemento.

O reforço estrutural utilizando mantas ou tecidos de PRFC são aplicados sobre a superfície do concreto já preparada e com adesivo epóxi aplicado sobre a mesma, feito esse processo de forma correta, os esforços do elemento estrutural serão transmitidos para o compósito. A condição ideal para que ocorra a correta aderência entre os materiais é que a superfície do concreto seja lisa, para isso realiza-se a imprimação do substrato com primer, que irá melhorar a propriedade adesiva da superfície (JUVANDES 2002 apud ZUCCHI 2015).



### **2.5.3.2 Reforço utilizando compósitos reforçados com fibra de vidro**

De acordo com Zucchi (2015), o PRFV (Polímero Reforçado com Fibras de Vidro) pode ser feito com diversos tipos de vidros, sendo sua matriz polimérica quase sempre epóxi, poliéster ou éster vinílico. A fibra de vidro é considerada um material leve e forte, porém não tão forte e rígida como os compósitos de fibra de carbono. A aplicação das mantas de fibras de vidro é feita sob um substrato tratado e liso, preparado com adesivo que facilitará a colagem da manta. A principal vantagem é o seu custo em relação aos outros compósitos.

### **2.5.3.3 Reforço utilizando compósitos reforçados com fibra de aramida**

A fibra de aramida é conhecida por ser uma fibra sintética, e segundo Zucchi (2015), são utilizadas em situações de proteção ao fogo, tendo em vista que são polímeros que possuem uma alta estabilidade térmica em altas temperaturas.

As fibras de aramida apresentam resistência à tração próximas a 3000 MPa e módulo de elasticidade de 120 GPa, caracterizando-se como um material não frágil, como o carbono ou as fibras de vidro. São aplicadas sobre um adesivo epóxi, em formato de mantas ou tecidos, sobre uma superfície de concreto já preparada.

## **2.6 Avanços na área de reforço estrutural**

Ao longo dos anos, conforme a evolução do cenário da construção civil, evolui-se também os processos de recuperação. São os mais variados manuais e livros disponibilizados que auxiliam o profissional na hora de projetar o reforço de uma estrutura, citando-se principalmente o Manual de Reparo, Proteção e Reforço de Estruturas de Concreto Armado de Helene (2005), que dispõe das mais variadas técnicas de reforço para todos os tipos de elementos estruturais.

Cita-se o trabalho desenvolvido por Da Silva (2018)<sup>1</sup> na Universidade de Tecnologia de Kielce, em Polônia. Neste trabalho dimensionou-se uma estrutura de reforço para uma viga que recebia uma pré-carga até chegar no seu ELS e depois uma carga de ruptura. O reforço consistia no aumento de seção da viga, através da

---

<sup>1</sup> Trabalho não publicado realizado na disciplina de “Durability and Preservation of Concrete Structures” na Universidade de Tecnologia de Kielce no ano de 2018.

remoção do recobrimento por processo de apicoamento, preparo do substrato e soldagem de novas barras de aço. O dimensionamento do reforço foi feito com auxílio de professores da universidade e com base na norma europeia EN 1992-1-1 (2004): Eurocode 2: Design of concrete structures.

Battisti (2017) desenvolveu um trabalho de reforço de vigas utilizando polímero reforçado com fibras de carbono visando avaliar seu aumento de resistência à flexão simples e cisalhamento. Para tal, mostrou-se necessário um pré carregamento da viga fazendo com que a mesma atingisse seu ELS, e após isso aplicou-se o reforço e realizou-se um carregamento final, buscando avaliar o aumento de resistência da viga.

Piancastelli e Calixto (1995) desenvolveram um trabalho onde foi avaliado o comportamento de vigas de baixa idade de concreto armado reforçadas através do aumento das seções de concreto e aço. O processo de reforço consistiu no aumento de seções de concreto e aço na zona tracionada do elemento, e procurou-se manter a execução o mais simples possível, usando concreto convencional e nenhum adesivo estrutural na ligação entre o substrato e o concreto novo.

O trabalho de Clímaco (1990) se mostra como um interessante embasamento tendo em vista que o autor realizou um programa experimental de reabilitação de vigas através da inserção de concreto novo, com ou sem armaduras de tração. Estudaram-se novos métodos para avaliar a resistência de aderência entre o substrato e o concreto de reforço.

Appleton e Gomes (1997) desenvolveram um trabalho acerca do dimensionamento do reforço de pilares e vigas utilizando chapas metálicas. O dimensionamento foi realizado tanto para o esforço de flexão quanto para o cisalhamento, e possui uma metodologia de aplicação similar à de Helene (2005), porém com adaptações e novos elementos.

Por fim, destaca-se o livro de Souza e Ripper (1998) que traz uma abordagem completa no que condiz patologias de estruturas de concreto e quanto aos processos de recuperação mais utilizados no Brasil.

### 2.6.1 Normativas para reforço

Ressalta-se a dificuldade de encontrar normas que sejam efetivamente direcionadas para reforço estrutural no Brasil, levando projetistas a recorrerem para manuais e livros de pesquisadores influentes no cenário de reforço estrutural, como Helene (2005).

A principal norma utilizada no Brasil para auxiliar na elaboração de projetos de reforço de estruturas de concreto armado segue sendo a NBR 6118 (2014) que dispõe da parametrização completa acerca do dimensionamento de todos os elementos estruturais de concreto armado.

Procurar-se-á utilizar normas e livros internacionais, que apresentem perspectivas diferentes quanto ao tema reforço de estruturas de concreto armado. Um deles é o “The Repair of Concrete Structures”, de Allen (1985). “Repair and Protection of Concrete Structures” de Mailvaganam (1992) apresenta-se como uma bibliografia interessante para buscar referências normativas de reforço estrutural.

É possível retirar informações valiosas relacionadas ao dimensionamento de reforço de estruturas de concreto na norma europeia EN 1992-1-1 (2004): Eurocode 2: Design of concrete structures. Instituições como a American Concrete Institute (Instituto Americano de Concreto) disponibiliza normas como a ACI 10 - Repair and Rehabilitation Of Concrete Structures (1989) que apresentam métodos de reforço e valores que são fundamentais, seja para um projetista ou para um pesquisador.

### **3 PROGRAMA EXPERIMENTAL**

Para o presente trabalho foi proposto um programa experimental que buscou determinar o comportamento de vigas de concreto armado de seção retangular recuperadas através dos métodos de aumento de seção e colagem de chapas metálicas.

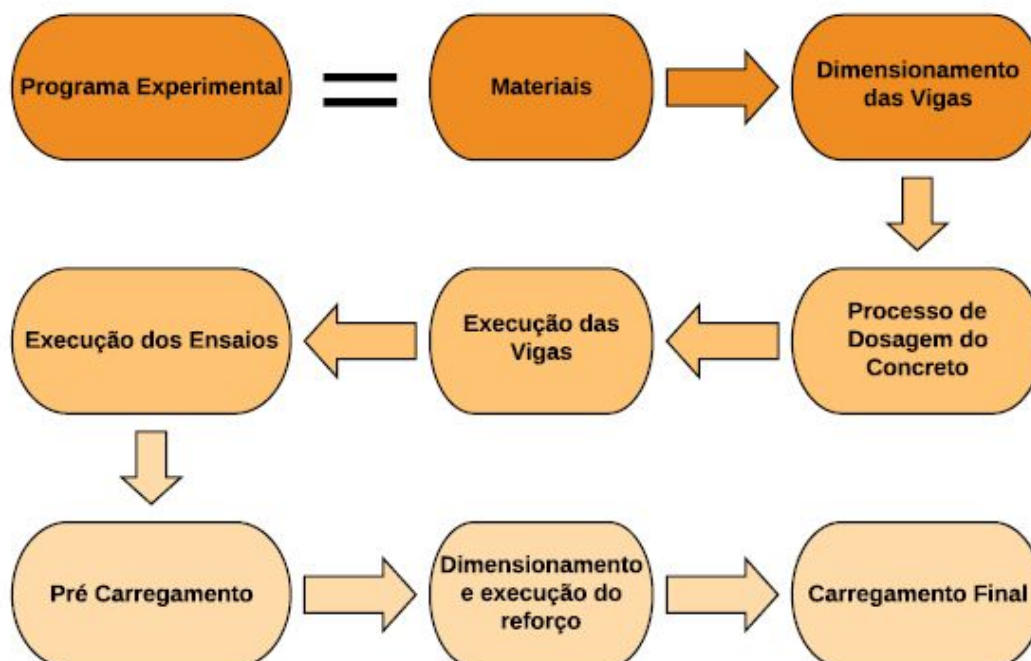
Esse trabalho teve como intuito colocar em evidência a importância dos projetos de reforço e reabilitação de vigas que apresentam patologias estruturais durante a sua vida útil. Levando-se isso em conta, os ensaios realizados buscaram simular situações reais fornecendo resultados confiantes que pudessem contribuir para a área de recuperação de estruturas.

#### **3.1 Estratégia de Pesquisa**

A primeira etapa do programa experimental consistiu na aquisição e caracterização dos materiais utilizados no desenvolvimento do trabalho. Destaca-se a colaboração da empresa Concreto e Terraplenagem Brandão que forneceu todos os dados necessários que foram utilizados nos processos de dosagem e lançamento do concreto; na segunda etapa realizou-se o dimensionamento das vigas de concreto armado; na terceira etapa a dosagem do traço e execução das mesmas; na quarta parte aplicou-se a pré carga nas vigas que receberam os reforços; na quinta etapa houve o dimensionamento e a execução dos reforços para a recuperação das vigas; na sexta, e última parte, ocorreu então o rompimento destas.

A estratégia de pesquisa utilizada para desenvolver o trabalho obedeceu de forma concisa o fluxograma disposto na Figura 14.

Figura 14 - Fluxograma de Pesquisa



Fonte: o autor, 2020.

### 3.2 Materiais

Nos itens a seguir são citados os materiais que foram utilizados na execução do programa experimental.

#### 3.2.1 Cimento

O aglomerante utilizado para o desenvolvimento do trabalho foi o CP II-Z. Este tipo de cimento é mais comumente utilizado nas obras da região do Vale do Taquari, pois possui baixo calor de hidratação, o que o torna bastante conveniente para concretagens em grandes volumes.

A fabricação desse cimento deve obedecer ao disposto na NBR 11578 (1991) para Cimento Portland composto, e as principais características podem ser observadas na Tabela 3.

Tabela 3 - Exigências físicas e mecânicas do Cimento Portland composto (CP II Z)

Características e Propriedades		Limites			Unidade
		25	32	40	
Finura	Resíduo na peneira 75µm	≤12,0	≤12,0	≤10,0	%
	Área específica	≥ 240	≥ 260	≥ 280	m²/kg
Tempo de início de pega		≥ 1	≥ 1	≥ 1	h
Expansibilidade a quente		≤ 5	≤ 5	≤ 5	mm
Resistência à compressão	3 dias de idade	8,0	10,0	15,0	MPa
	7 dias de idade	15,0	20,0	25,0	MPa
	28 dias de idade	25,0	32,0	40,0	MPa

Fonte: NBR 11578 (1991) adaptado pelo autor.

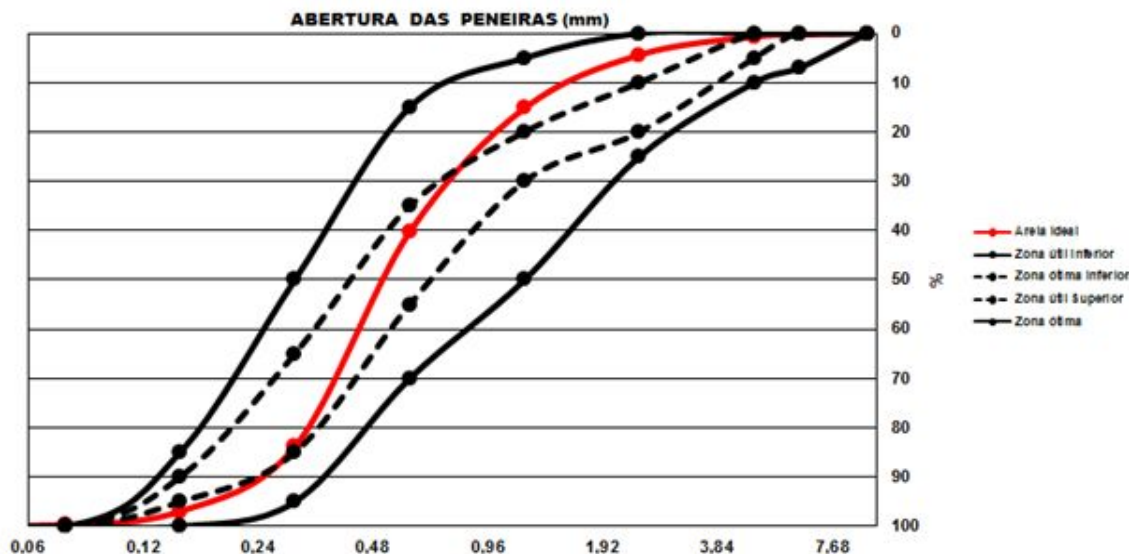
### 3.2.2 Areia

A areia utilizada nesta pesquisa foi fornecida pela empresa Concreto e Terraplenagem Brandão. É uma areia composta com uma distribuição ideal entre areia fina, areia média e areia grossa.

Os ensaios de granulometria do material utilizado foram todos executados conforme os métodos adotados na ABNT NBR 7181 (1984) - Solo – Análise Granulométrica por laboratórios terceiros contratados pela Concreto e Terraplenagem Brandão, e partir disso foi possível definir valores de massa unitária e massa específica do agregado. Importante ressaltar que a concreteira analisa o agregado de forma que o mesmo esteja de acordo com o que está disposto na ABNT NBR 7211 (2005) - Agregados para concreto – Especificação.

No Gráfico 1 apresenta-se a distribuição granulométrica da composição ideal de areia utilizada na dosagem do concreto.

Gráfico 1 - Granulometria da composição ideal de areia utilizada na central dosadora



Fonte: Brandão, 2019.

### 3.2.3 Brita

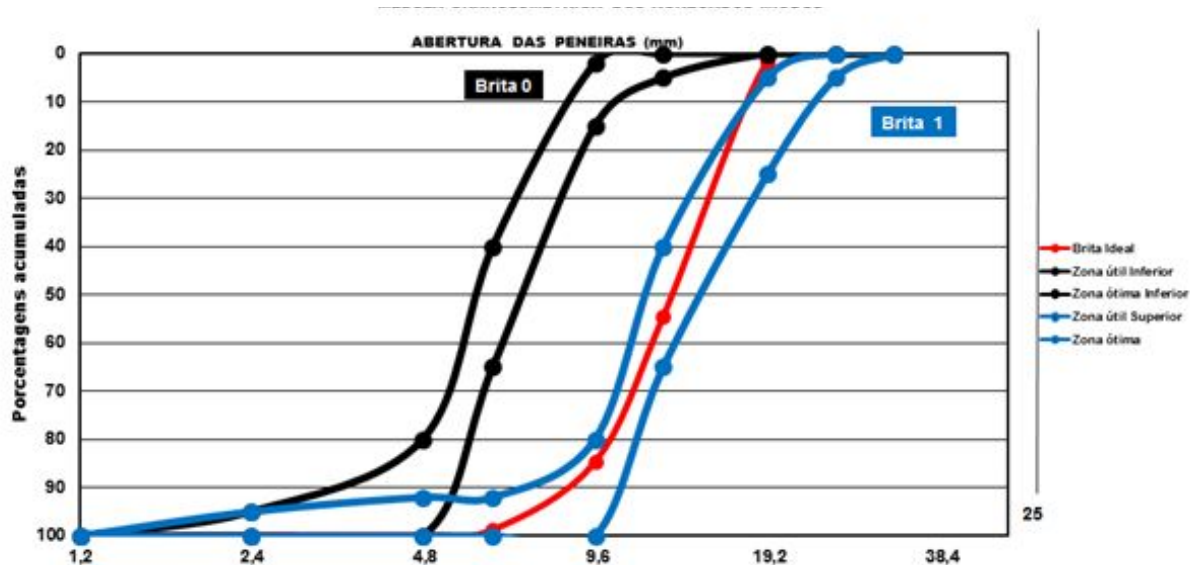
A NBR 6118 (2014) estabelece que agregados com dimensões maiores que 20% da espessura nominal do concreto não devem ser utilizados, respeitando a relação ( $d_{max} \leq 1,2c_{ob}$ ). O agregado graúdo utilizado foi a pedra britada de número 1, frequentemente utilizada nas construções em todo o Brasil, e sua dimensão máxima característica é 19mm. Ressalta-se que esse material também foi fornecido pela Brandão Concretos.

Tendo em vista que o cobrimento a ser adotado é de 20 mm, se validou a relação de  $19 \text{ mm} \leq 24 \text{ mm}$  ( $20 \times 1,2$ ).

Os ensaios de granulometria do material utilizado foram todos executados conforme os métodos adotados na ABNT NBR 7181 (1984) - Solo – Análise Granulométrica por laboratórios terceiros contratados pela Concreto e Terraplenagem Brandão, e partir disso foi possível definir valores de massa unitária e massa específica do agregado. Importante ressaltar que a concreteira analisa o agregado de forma que o mesmo esteja de acordo com o que está disposto na ABNT NBR 7211 (2005) - Agregados para concreto – Especificação.

No Gráfico 2 apresenta-se a distribuição granulométrica da composição ideal de brita, entre brita 0 e brita 1, utilizada na dosagem do concreto.

Gráfico 2 - Granulometria da composição ideal de brita 0 e brita 1



Fonte: Brandão, 2019.

### 3.2.4 Aço

O aço utilizado foi o Vergalhão Gerdau GG 50, com superfície nervurada. As barras possuem diâmetros de 6,3 mm a 40 mm, sendo disponibilizadas com um comprimento de 12 metros. A resistência de escoamento ( $f_y$ ) é de 500 MPa.

Sua produção é feita de forma minuciosa de acordo com as diretrizes da norma ABNT NBR 7480 (2007) — Aço destinado a estruturas de concreto armado — Especificação, e possui sua superfície nervurada o que garante alta aderência do aço ao concreto.

Na Tabela 4, estão apresentadas as especificações técnicas dos vergalhões mais comumente utilizados.



Tabela 4 - Características dos aços mais comumente utilizados

Tipo de aço	Diâmetro nominal (mm)	Massa (kg/m)	Resistência à tração (MPa)	Diâmetro do pino para a dobra (mm)
CA-60	4,2	0,109	600	5 x DN
	5,0	0,154		
	6,0	0,222		
CA-50	8,0	0,395	500	3 x DN
	10,0	0,617		
	12,5	0,963		
	16,0	1,578		

Fonte: Disponível em: [www.gerdau.com/br/pt/produtos/vergalhao-gerdau](http://www.gerdau.com/br/pt/produtos/vergalhao-gerdau). Adaptado pelo autor.

### 3.2.5 Água

A água utilizada para o traço do concreto foi água potável disposta pelo município de Teutônia para a Brandão Concretos e obedeceu aos itens dispostos na ABNT NBR 15900-1 (2009) – Água para amassamento do concreto.

### 3.2.6 Aditivo

Para aumentar a fluidez do concreto e reduzir o consumo de água fez-se uso de aditivo superplastificante. O aditivo empregado foi Muraplast FK 49C fornecido pela empresa Bauchemie-MC e segue as diretrizes dispostas na NBR 10908 (2008) - Aditivos para Argamassa e Concreto - Ensaios de Caracterização.

É um aditivo superplastificante de pega normal para concretos comuns, que tem como característica principal a redução de demanda de água, redução do tempo de vibração e a melhora do adensamento junto à armadura. Tem por característica proporcionar um acabamento superficial melhor para o concreto

Na Tabela 5, se observam os dados técnicos do aditivo a ser utilizado.

Tabela 5 - Dados técnico do aditivo Muraplast FK 49C

Característica	Valor
Densidade	1,17 kg/L
Dosagem recomendada	$\geq 0,2\% \leq 0,3\%$ sobre o peso do cimento

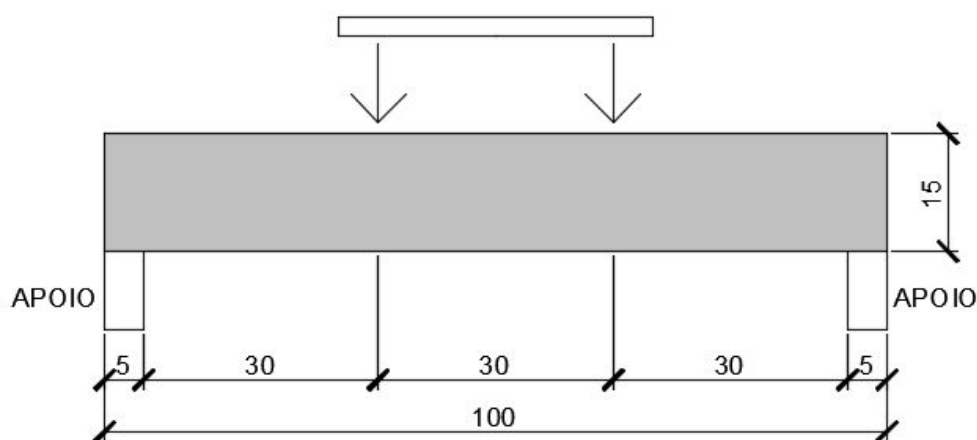
Fonte: Disponível em:

[www.mc-bauchemie.com.br/assets/downloads/products/pt-br/fichas\\_tecnicas/Muraplast%20FK%2049C.pdf](http://www.mc-bauchemie.com.br/assets/downloads/products/pt-br/fichas_tecnicas/Muraplast%20FK%2049C.pdf). Adaptado pelo autor.

### 3.3 Dimensionamento das vigas

O modelo estrutural da viga foi estipulado como um elemento simples bi apoiado, com apoios que permitissem o deslocamento tanto horizontal como vertical, evitando-se assim que a carga fosse transmitida para o equipamento de ensaio. Os carregamentos foram de duas cargas pontuais, de forma que tivessem concordância geométrica com o ensaio de quatro pontos. Foram aplicadas duas cargas pontuais distanciadas 15 cm do centro do elemento, obedecendo ao seguinte esquema (Figura 15):

Figura 15 - Esquema de aplicação dos carregamentos



Fonte: o autor, 2020.

A viga projetada tem seção transversal de 15x10 cm. Adotou-se essa seção buscando coerência geométrica e facilidade na execução do ensaio, tendo em vista

que o equipamento tem uma limitação de altura livre. A largura do elemento foi definida de acordo com a NBR 6118 (2014), considerando a largura mínima absoluta de 10 cm.

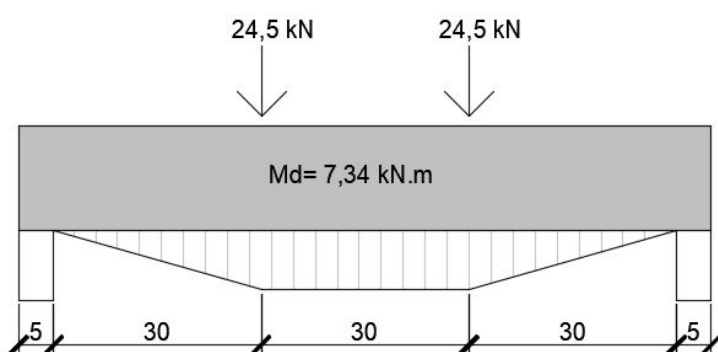
A resistência característica do concreto ( $F_{ck}$ ) estipulada foi de 40 MPa, que segundo a NBR 6118 (2014) é uma resistência intermediária quando se trabalha com concretos estruturais. Essa resistência foi escolhida na intenção de trabalhar com um valor intermediário, não tendo um  $f_{ck}$  mínimo, que seria de 25 MPa, nem um valor de CAR (concreto de alta resistência) que, de acordo com a NBR 12655 (2015) são concretos com  $f_{ck}$  acima de 55 MPa.

O cobrimento nominal adotado foi de 20 mm, devido ao disposto na NBR 6118 (2014), que se houver um controle adequado de qualidade e limites rígidos de tolerância de variabilidade, o cobrimento pode ser reduzido em 5 mm. Como a viga desta pesquisa foi projetada para classe de agressividade ambiental I, o cobrimento corresponde a 25 mm. Entretanto, após correções, o valor final ficou em 20 mm.

### 3.3.1 Armadura à flexão

Observa-se a distribuição dos carregamentos esperados na Figura 16.

Figura 16 - Carregamentos teóricos calculados no limite do domínio 2-3

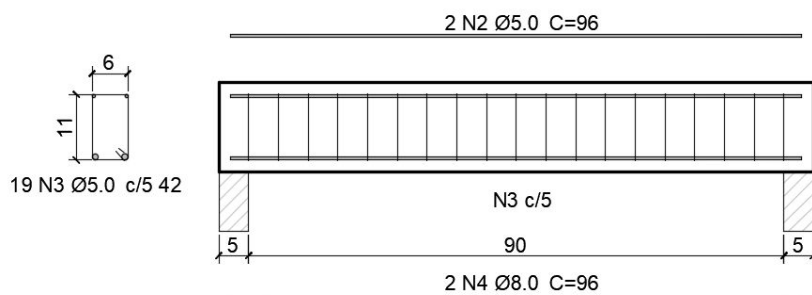


Fonte: o autor, 2020.

A configuração final da viga para flexão simples foi composta de estribos de dois ramos com diâmetro de 5 mm espaçados a cada 5 cm e com armadura longitudinal composta por barras de 8 mm com área de aço útil de  $1,0 \text{ cm}^2$ ,

possuindo cerca de 13% a mais do primeiro valor de área de aço calculada, que foi de 0,87 cm<sup>2</sup>. No Apêndice A está disposto o passo a passo do dimensionamento a flexão das vigas. A Figura 17 mostra a configuração final dos corpos de prova submetidos aos esforços de flexão simples.

Figura 17 - Detalhamento para a flexão simples

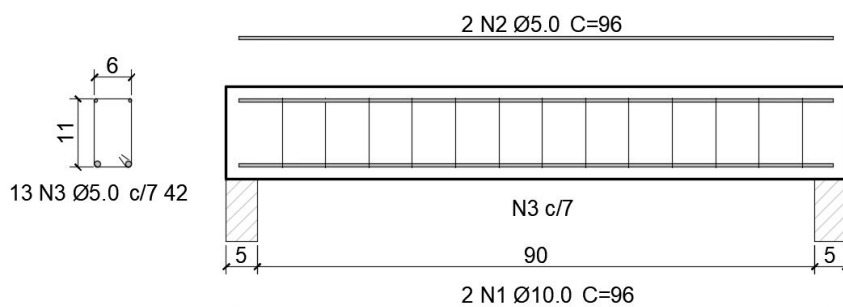


Fonte: o autor, 2020.

### 3.3.2 Armadura ao cisalhamento

A configuração final da viga para esforços cortantes foi composta por estribos de dois ramos com diâmetro de 5 mm espaçados a cada 7 cm e com armadura longitudinal composta por barras de 10 mm. No Apêndice B está disposto o passo a passo do dimensionamento ao cisalhamento das vigas. A Figura 18 mostra a configuração final dos corpos de prova que foram submetidos aos esforços de cisalhamento.

Figura 18 - Detalhamento para o cisalhamento



Fonte: o autor, 2020.

Foram moldadas 4 vigas testemunhos, 2 para flexão simples e 2 para cisalhamento. Essas vigas serviram como valores de referência para comparações com os modelos que foram submetidos ao processo de recuperação.

Para o método de aumento de seção, foram construídas 4 vigas. Foram feitos dois modelos obedecendo aos cálculos de dimensionamento de área de aço diferencial para o esforço de flexão, disposto no Apêndice D. Para o esforço cortante foram duas vigas, com estribos U invertido fixados na região onde se concentra o maior esforço cortante, até 30 cm a partir dos apoios.

Para o método de reforço com chapas metálicas foram realizadas 4 vigas também, sendo duas para o esforço de flexão e duas para o cisalhamento.

Foram, ao total, 12 vigas, com 6 no modelo de flexão simples e 6 no modelo de cisalhamento, conforme as figuras de projeto apresentadas anteriormente (Figura 17 e Figura 18).

### **3.4 Produção das vigas**

O processo de confecção das vigas começou com a montagem das fôrmas. A madeira utilizada foi a de *Pinus*, sendo essa madeira a mais comumente utilizada nas obras de pequeno a médio porte, tendo em vista seu baixo custo quando comparada com outros tipos. O único ponto negativo a se destacar seria o acabamento final da peça após a desforma. Porém em muitos casos isso não afeta a integridade estrutural da viga e pode ser resolvido com um revestimento argamassado, conferindo a esta uma excelente qualidade superficial.

Logo após a montagem das fôrmas, foi realizada a armação das armaduras dos dois modelos de vigas estudados. Os vergalhões foram entregues devidamente cortados em suas medidas, sendo no total 48 barras longitudinais de 96 cm (12 de 10mm de diâmetro, 12 de 8mm de diâmetro e 24 com 5mm de diâmetro) e 192 barras de 34 cm para dobragem dos estribos.

Terminado o processo de armação das armaduras, inseriu-se espaçadores C20 da Plastibras para garantir o cobrimento de 2 cm previsto em projeto.

Para garantir total vedação das fôrmas, foi utilizado silicone para selar possíveis pontos de vazamento de concreto. Ao final foi realizada a pintura dos nomes e códigos das vigas, que ajudaram na identificação após a desforma.

No Quadro 4 estão dispostas as nomenclaturas adotadas para as vigas, que possuíam uma numeração sequencial seguida de um código.

Quadro 4 - Nomenclatura e códigos adotados para as vigas

Nomenclatura	Código	Significado
V01	VITF1	Viga Testemunho a flexão 1
V02	VITF2	Viga Testemunho a flexão 2
V03	VITC1	Viga Testemunho ao cisalhamento 1
V04	VITC2	Viga Testemunho ao cisalhamento 2
V05	VIASF1	Viga Aumento de Seção a flexão 1
V06	VIASF2	Viga Aumento de Seção a flexão 2
V07	VIASC1	Viga Aumento de Seção ao cisalhamento 1
V08	VIASC2	Viga Aumento de Seção ao cisalhamento 2
V09	VIMEF1	Viga com Chapa Metálica a flexão 1
V10	VIMEF2	Viga com Chapa Metálica a flexão 2
V11	VIMEC1	Viga com Chapa Metálica ao cisalhamento 1
V12	VIMEC2	Viga com Chapa Metálica ao cisalhamento 2

Fonte: o autor, 2020.

Na Figura 19 observam-se as vigas montadas e prontas para serem transportadas até a concreteira.

Figura 19 - Todas as 12 vigas que foram desenvolvidas



Fonte: o autor, 2020.

### 3.5 Dosagem do concreto

O método utilizado para realizar a dosagem do concreto produzido neste trabalho foi o da ABCP (Associação Brasileira de Concreto Portland).

O método ABCP considera gráficos e tabelas elaborados a partir de resultados de experimentos e permite a utilização dos agregados enquadrados nos limites dispostos na NBR 7211 - Agregados para Concreto (2005).

Para a dosagem do concreto, se mostra necessário definir os parâmetros dos materiais constituintes. Como a concretagem foi realizada em usina, a empresa Concreto e Terraplenagem Brandão disponibilizou todos os dados dos materiais utilizados, que podem ser observados na Tabela 6.

Tabela 6 - Dados dos agregados utilizados na dosagem do concreto

<b>Tipo</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidade</b>
Massa específica do cimento CP II Z ( $\gamma_c$ )	2960,00	kg/m <sup>3</sup>
Massa específica areia ( $\gamma_b$ )	2655,00	kg/m <sup>3</sup>
Massa unitária areia ( $\delta_b$ )	1720,00	kg/m <sup>3</sup>
Massa específica brita ( $\gamma_b$ )	2953,00	kg/m <sup>3</sup>
Massa unitária brita ( $\delta_b$ )	1517,00	kg/m <sup>3</sup>
Módulo de Finura (MF)	2,41	sem unidade

Fonte: Brandão, 2020. Adaptado pelo autor.

O primeiro passo foi calcular a resistência à compressão do concreto no estado endurecido, para isso utiliza-se a Equação 1.

$$f_{cd} = f_{ck} + 1,65 \times S_d \quad (1)$$

onde:

$S_d$  = valor de desvio padrão que varia de acordo com as condições de preparo de concreto. Neste caso, utilizou-se a condição de preparo A, que é aplicável a todas as classes de concreto e tem valor de  $S_d = 4,0$  MPa.

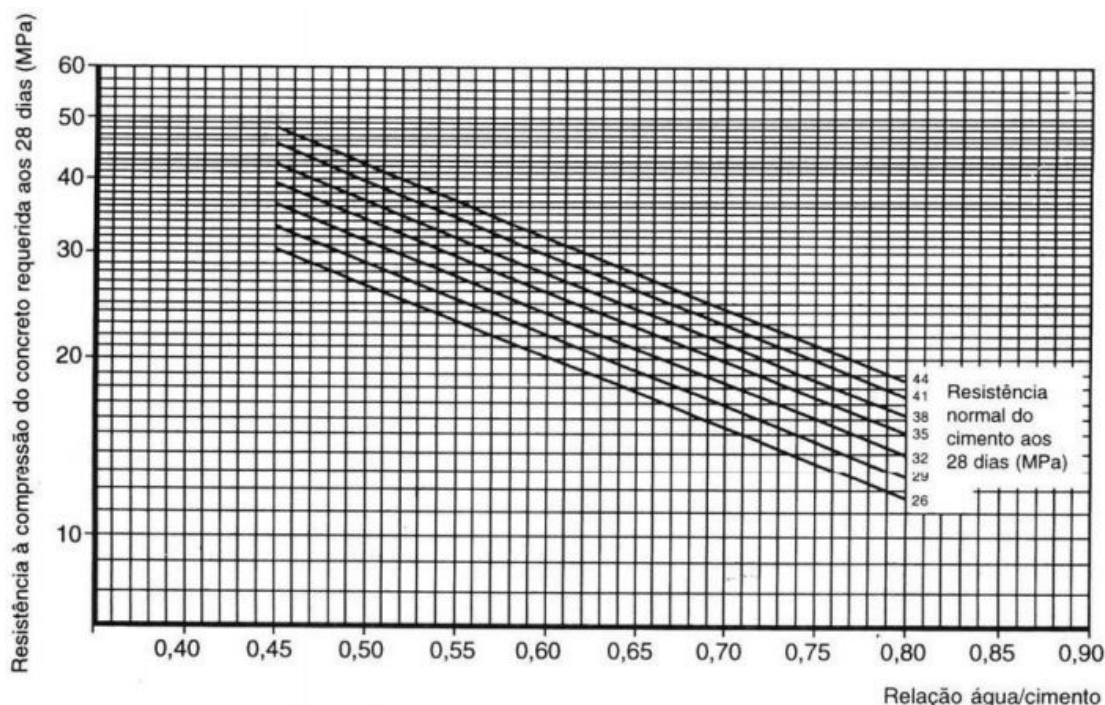
$$f_{cd} = 40 + 1,65 \times 4,0$$

$$f_{cd} = 46,60 \text{ MPa}$$

Com o valor de  $f_{cd}$  fixado, utilizou-se as curvas de Abrams para definir a relação água/cimento do concreto. Para tal, utilizou-se a curva que representa o cimento classe 32, que está englobado dentro da condição de preparo A. A obtenção do fator de a/c do diagrama é então realizada através das curvas representadas na Figura 20.



Figura 20 - Curvas de Abrams



Fonte: Mazer, 2017.

O fator a/c encontrado de acordo com a Figura 20 foi de 0,45, sendo este então utilizado para calcular o consumo de cimento do concreto. Para realizar esse cálculo, se mostrou necessário definir o consumo de água aproximado do concreto, e para isso se relaciona o valor de abatimento com o diâmetro máximo do agregado graúdo. Observa-se a obtenção do valor no Quadro 5.

O abatimento estipulado foi de 140 mm  $\pm$  20 mm. O valor máximo disponível nas tabelas da ABCP é de 100. Fazendo-se uso desse valor relacionando-o com o diâmetro máximo de 19 mm – levando-se em conta que foi utilizado brita 1 – obteve-se um consumo de água aproximado de 205 litros por metro cúbico.

Quadro 5 - Consumo de água aproximado

Consumo de água aproximado (l/m³)					
Abatimento (mm)	D <sub>máx</sub> agregado graúdo (mm)				
	9,5	19,0	25,0	32,0	38,0
40 a 60	220	190	190	185	180

60 a 80	225	195	195	190	185
80 a 100	230	205	200	195	190

Fonte: Mazer, 2017. Adaptado pelo autor.

O cálculo do consumo de cimento é feito através da divisão do consumo de água pelo fator a/c:

$$Cc = 205/0,45$$

$$Cc = 455,56 \text{ kg/m}^3$$

Para a dosagem da brita fez-se uma relação entre Módulo de Finura com a dimensão máxima do agregado. Relacionando-se então a dimensão máxima do agregado gráudo de 19mm com o MF de 2,4 através do Quadro 6, obteve-se um  $V_b = 0,710$ .

Quadro 6 - Relação módulo finura com dimensão máxima agregado gráudo

MF	Dimensão máxima (mm)				
	9,5	19,0	25,0	32,0	38,0
1,8	0,645	0,770	0,795	0,820	0,845
2,0	0,625	0,750	0,775	0,800	0,825
2,2	0,605	0,730	0,755	0,780	0,805
2,4	0,585	0,710	0,735	0,760	0,785
2,6	0,565	0,690	0,715	0,740	0,765
2,8	0,545	0,670	0,695	0,720	0,745
3,0	0,525	0,650	0,675	0,700	0,725
3,2	0,505	0,630	0,655	0,680	0,705
3,4	0,485	0,610	0,635	0,660	0,685
3,6	0,465	0,590	0,615	0,640	0,665

Fonte: Mazer, 2017. Adaptado pelo autor.

Calcula-se o consumo de brita multiplicando  $V_b$  pela massa unitária da brita.

$$Cb = 0,710 \times 1517,00$$

$$Cb = 1077,07 \text{ kg/m}^3$$

Para a dosagem do consumo de areia utilizou-se a Equação 2, utilizada por Mazer (2017):

$$Vm = 1 - [(Cc/\gamma_c) + (Cb/\gamma_b) + (Ca/\gamma_a)] \quad (2)$$

$$Vm = 1 - [(455,56/2960,00) + (1077,07/2953,00) + (205/1000)]$$

$$Vm = 0,2764$$

Para o consumo de areia multiplicou-se o valor de massa unitária da areia pelo Vm calculado:

$$Cm = 0,2764 \times 2655,00$$

$$Cm = 733,842 \text{ kg/m}^3$$

O aditivo superplastificante foi dosado na ordem de 0,2% em relação à massa de cimento. Levando-se em conta que a quantidade de cimento utilizada para produzir 1 m<sup>3</sup> de concreto foi 455,56 kg, foram utilizados 910 ml de aditivo superplastificante.

Na Tabela 7, observa-se a relação de consumo de materiais para o traço dosado.

Tabela 7 - Dados do traço dosado

Material	Consumo	Unidade	Traço unitário
Cimento	455,56	kg/m <sup>3</sup>	1
Areia	733,84	kg/m <sup>3</sup>	1,61
Brita	1077,77	kg/m <sup>3</sup>	2,37
Água	205,00	l/m <sup>3</sup>	0,45
Aditivo	0,910	kg/m <sup>3</sup>	0,002

Fonte: o autor, 2020.

Foram moldados 12 corpos de prova cilíndricos para o controle das resistências à compressão nos dias 7, 14, 21 e 28. Estes valores obtidos foram então comparados ao fck de projeto. Os corpos de provas cilíndricos foram

moldados de acordo com o disposto na ABNT NBR 5738 (2015) – Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova, e rompidos como estabelece a ABNT NBR 5739 – Concreto – Ensaio de compressão em corpos de prova cilíndricos.

### 3.5.1 Concretagem

A concretagem foi realizada no dia 14 de agosto de 2020, na sede da empresa Concreto e Terraplenagem Brandão, na cidade de Teutônia. Todos os materiais utilizados na confecção do concreto foram fornecidos pela própria empresa, assim como todo suporte manual necessário na hora de realizar a concretagem e vibração das vigas.

Após a inserção do traço no programa da usina, os materiais começaram a ser pesados e conduzidos para dentro do caminhão, onde ocorre a mistura do concreto. Produziu-se aproximadamente 1 m<sup>3</sup> de concreto para ser utilizado na confecção das vigas, sendo a sobra reutilizada pela empresa. Esse processo de pesagem e mistura pode ser observado na Figura 21.

Figura 21 - Caminhão betoneira recebendo e misturando os materiais



Fonte: o autor, 2020.

Realizada a mistura, colocaram-se as canaletas no caminhão e utilizou-se um carrinho de mão para coletar o concreto. Foi retirada uma pequena amostra para realização do *slump test*, obtendo um valor de 150 mm, realizando o ensaio

conforme a NBR NM 67 (1998) - Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Observa-se esse procedimento na Figura 22.

Figura 22 - Abatimento do tronco de cone



Fonte: o autor, 2020.

Verificou-se no ensaio de abatimento do tronco de cone que o valor estava dentro dos  $140 \text{ mm} \pm 20$  previstos na dosagem. Após a verificação da consistência do concreto, foi realizado o lançamento do mesmo nas formas com vibração simultânea ao processo.

Para o adensamento do concreto, utilizou-se um vibrador de imersão, com agulha de 3 cm de diâmetro. O procedimento foi realizado com o intuito de homogeneizar a mistura. A Figura 23 apresenta o processo de lançamento e adensamento.

Figura 23 - Lançamento e adensamento do concreto



Fonte: o autor, 2020.

Logo após o lançamento do concreto, realizou-se o acabamento superficial das peças com colher de pedreiro e desempenadeira, para conferir um aspecto visual homogêneo. Na Figura 24 é possível observar as vigas e os corpos de provas cilíndricos já concretados.

Figura 24 - Vigas concretadas



Fonte: o autor, 2020.



### 3.6 Pré Carga

A pré carga foi realizada no intuito de fazer com que as vigas atingissem seu estado limite de serviço, ou seja, aplicar carga até a viga fissurar e apresentar sinais de comprometimento estrutural.

No Apêndice C está disposto o dimensionamento do Estado Limite de Serviço das vigas, juntamente ao cálculo de momento de fissuração e flecha imediata.

Ao atingir o ELS, as vigas eram retiradas da prensa Emic 200PLUS para posteriormente serem reforçadas. Na Figura 25, observa-se o posicionamento da V05-VIASF1 na prensa.

Figura 25 - Viga posicionada na prensa Emic 200PLUS



Fonte: o autor, 2020.

Para caracterizar as fissuras obtidas no ELS, utilizou-se um fissurômetro. Com o fissurômetro, por exemplo, mostrou-se possível analisar quais vigas se aproximaram mais da fissuração calculada e da fissura máxima estipulada por

norma para classe de agressividade baixa. Na Figura 26, observa-se a utilização do fissurômetro em uma viga em seu ELS.

Figura 26 - Fissurômetro utilizado para caracterizar fissuras



Fonte: o autor, 2020.

### 3.7 Recuperação das Vigas

Após as vigas serem submetidas ao carregamento e atingirem seu ELS, procederam para um processo de recuperação. Este processo de recuperação tem como intuito aumentar a resistência à flexão e cisalhamento..

Após realizado o processo de reforço dos corpos de prova, os mesmos foram submetidos a uma segunda etapa do ensaio, que consiste no carregamento final, onde não se interrompe a aplicação da carga até que os elementos atinjam sua ruína, ou seja, seu ELU (Estado Limite Último).

Para realizar a recuperação, foram dimensionados dois modelos de reforço para os corpos de prova. Para flexão, foram utilizados os métodos de aumento de seção da viga e a fixação de chapas metálicas na parte inferior da peça. Foram comparados os resultados de ambas e suas viabilidades foram devidamente analisadas. Para o esforço cortante, foi utilizado o método de fixação de chapas



metálicas verticalmente nas laterais dos corpos de prova e aumento de seção com fixação de estribos U invertido ao longo da peça.

### **3.8 Modelagem do Reforço**

Nos itens a seguir estão dispostos os métodos de dimensionamento utilizados para calcular o reforço necessário das vigas e suas devidas execuções, começando pelo reforço através do aumento de seção seguido pela aplicação de chapas metálicas.

#### **3.8.1 Reforço por aumento de seção**

O modelo de reforço por aumento de seção se caracteriza pelo aumento da altura da seção transversal das vigas. De acordo com Souza e Ripper (1998) ocorrerá um conseqüente aumento no braço de alavanca da viga, aumentando o momento resistente e a sua capacidade portante.

É uma técnica de reforço difundida mundialmente, que sofre alterações e adaptações constantemente. Comparado com métodos de reforço que utilizam a aplicação de materiais compósitos poliméricos, tem um custo relativamente menor.

O reforço pode ser aplicado somente com a utilização de concreto ou microconcreto, fazendo a interação entre o concreto existente e o concreto de reforço. Pode ser armado também, adicionando barras na parte inferior da viga juntamente com estribos U perfurados na estrutura.

A solução adotada fundamenta-se na combinação de processos adotados por Souza e Ripper (1998), e consiste no apicoamento da parte inferior da viga, limpeza a seco, furação dos elementos para fixação de novos estribos em forma de U invertido e lançamento de microconcreto.

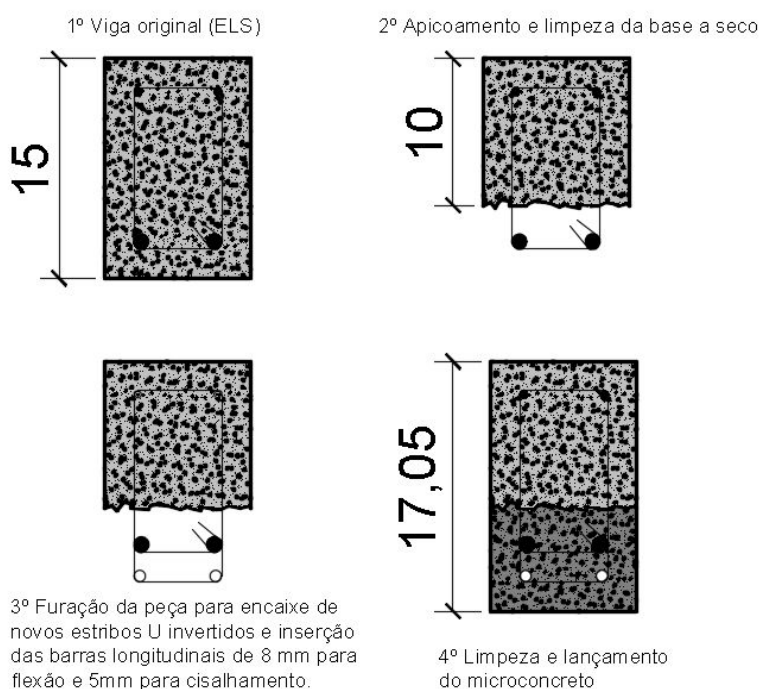
A partir disso, foi dimensionada a área de aço necessária para a zona tracionada da viga, inserindo-se novas barras com base no valor resultante da diferença do momento resistente da viga com o momento de cálculo.

Foi aplicado microconcreto após a inserção das novas barras na parte inferior, sendo esse microconcreto de alta resistência, utilizando SikaGrout 250 com adição de pedrisco em sua composição.

O dimensionamento do reforço seguiu de acordo com uma técnica desenvolvida na Europa, com base no EN 1992-1-1 (2004): Eurocode 2: Design of concrete structures e em Da Silva (2018). Pode ser observado no Apêndice D o passo a passo realizado.

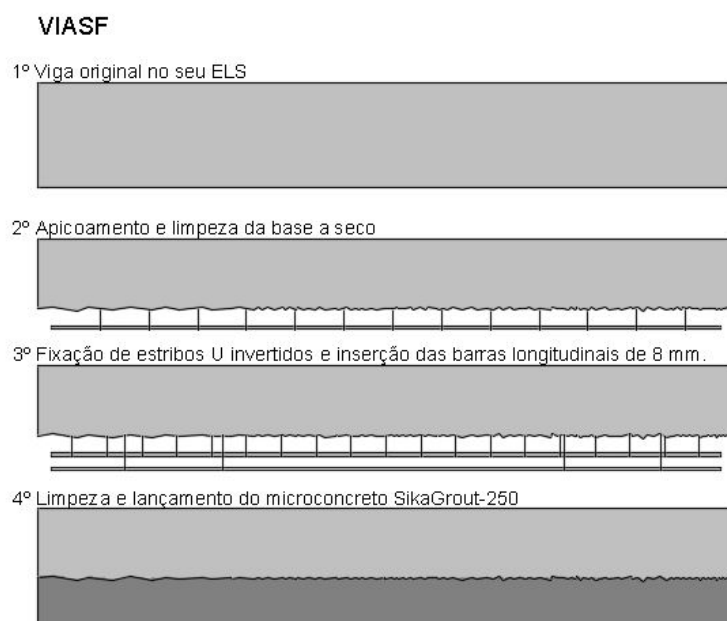
Nas figuras (Figura 27, Figura 28 e Figura 29) apresenta-se um esquema de cortes e vista da configuração da viga durante o processo de aumento de seção.

Figura 27 - Esquema do processo de aumento de seção para flexão e cisalhamento em corte transversal



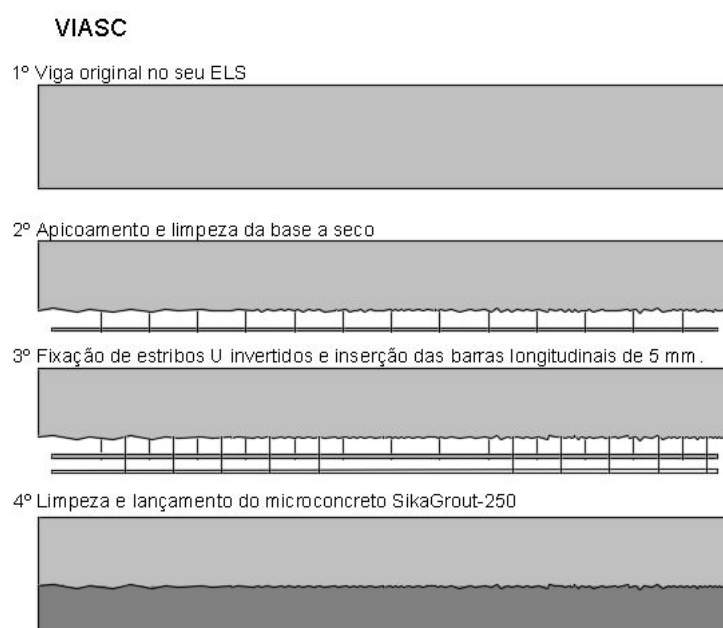
Fonte: o autor, 2020.

Figura 28 - Esquema do processo de aumento de seção para flexão em vista longitudinal



Fonte: o autor, 2020.

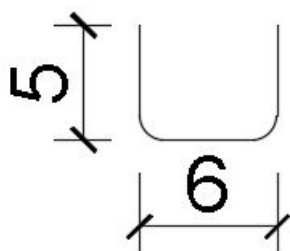
Figura 29 - Esquema do processo de aumento de seção para cisalhamento em vista longitudinal



Fonte: o autor, 2020.

Os estribos U invertido utilizados foram projetados de acordo com a necessidade de obedecer ao recobrimento e a nova altura da viga, e o projeto do mesmo pode ser observado na Figura 30.

Figura 30 - Estribo U invertido em projeto



Fonte: o autor, 2020.

#### **3.8.1.1 Execução do reforço através do aumento de seção**

Feito o transporte das vigas para local adequado de trabalho, foi realizado o apicoamento das mesmas. Foi utilizada uma serra circular para fazer rasgos nas laterais e na face da parte a ser apicoada, liberando assim a tensão do concreto. Feitos os cortes, utilizou-se uma marreta e uma talhadeira, onde foram aplicados golpes nos sulcos criados na intenção de retirar as camadas de concreto. Foi estabelecido como limite apicoar até encontrar as barras longitudinais, interrompendo o processo nesse ponto. Após atingir a profundidade das barras longitudinais, foi feito um tratamento superficial, com uma regularização da superfície e uma limpeza da mesma com ar comprimido. Ressalta-se os grandes níveis de vibração no corpo da viga durante a execução dessa fase, sendo um potencial fator prejudicial para a integridade do conjunto estrutural.

Na Composição de Figuras 31, observa-se na primeira fotografia a realização dos cortes na viga. Na segunda imagem, observa-se o processo manual de apicoamento, utilizando marreta e talhadeira.

### Composição de Figuras 31 - Apicoamento das vigas



Fonte: o autor, 2020.

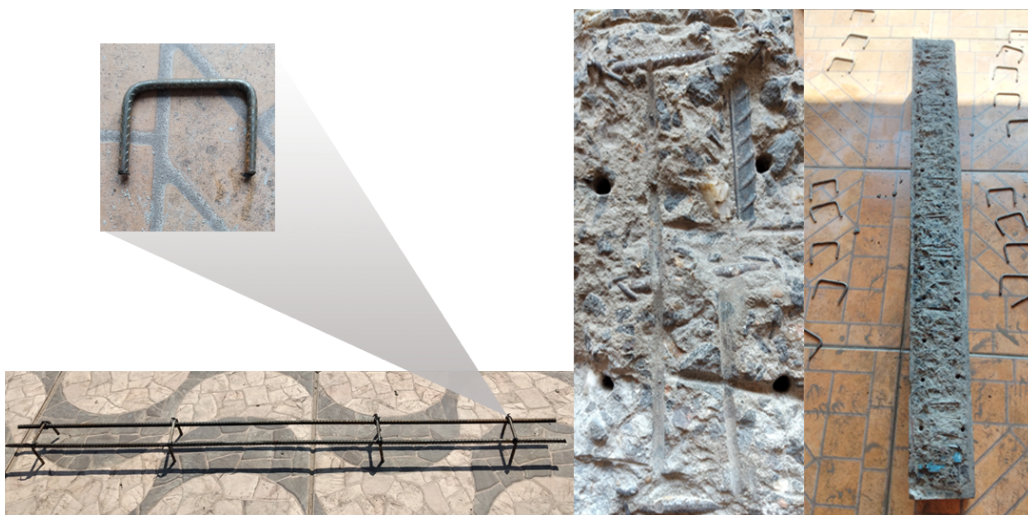
Após o apicoamento das 4 vigas, o próximo passo foi a dobra dos estribos U invertido. Foram dobrados 28 estribos ao total, utilizando vergalhão de 5 mm de diâmetro. Com os estribos dobrados, foram realizados os cortes das novas barras longitudinais, com aço de 5 mm de diâmetro para o modelo de reforço ao cisalhamento e com 8 mm de diâmetro para o de flexão, sendo todas as 8 barras cortadas com 96 cm. Com esses elementos prontos, foram realizadas as amarrações dos ferros, deixando as armaduras de reforço prontas para fixação.

Realizou-se a furação da viga utilizando uma furadeira convencional com broca de 6 mm especial para concreto. Os furos foram realizados de forma precisa, na intenção de facilitar o processo de fixação/chumbamento da armadura de reforço.

Na Composição de Figuras 32, observa-se a sequência de imagens correspondente à confecção dos reforços. Na primeira imagem, observa-se um exemplo de estribo U dobrado conjuntamente com a armadura já montada. Na segunda imagem tem-se a superfície da viga tratada já com os furos para fixação

dos estribos. Na terceira imagem visualiza-se a viga perfilada juntamente com os estribos.

Composição de Figuras 32 - Sequência da execução do reforço por aumento de seção



Fonte: o autor, 2020.

O passo seguinte foi realizar a mistura da resina epóxi Sikadur 32 que seria utilizada na fixação/chumbamento dos estribos da armadura nos furos feitos na superfície do concreto. Visualiza-se na Figura 33 os dois componentes da resina.

Figura 33 - Resina Epóxi Sikadur 32 para chumbamento dos estribos da armadura



Fonte: o autor, 2020.

Feita a mistura da resina, partiu-se para a fixação das armaduras no concreto. Com os orifícios devidamente preenchidos, a armadura foi inserida. Com um nível e

um escalímetro, ajustou-se a mesma para que ficasse na altura correta de projeto. Após esse procedimento, foi aguardado o período de um dia para secagem completa da resina. Na Figura 34 estão dispostas duas vigas reforçadas à flexão com suas armaduras de reforço já aplicadas.

Figura 34 - Vigas com a armadura de reforço fixada



Fonte: o autor, 2020.

Na intenção de reduzir custos e reciclar materiais já usados, foi realizado um acondicionamento nas madeiras das formas utilizadas na concretagem. Para isso, efetuou-se uma raspagem com espátula na superfície das mesmas, a fim de remover concreto seco e quaisquer outras impurezas. Após isso, as madeiras passaram por um processo de lixação para alisar sua face. Utilizou-se ar comprimido para a limpeza superficial e por fim foi aplicado desmoldante em toda sua extensão. Na Figura 35, é possível observar duas madeiras que receberam o processo de acondicionamento. Na esquerda eram seus estados após a desforma e a direita o resultado final, após o processo de acondicionamento.



Figura 35 - Recondicionamento das madeiras das formas para reutilização



Fonte: o autor, 2020.

Com as madeiras devidamente reaproveitadas, foi realizada a montagem das formas. O procedimento se deu através do encamisamento das madeiras ao redor da viga, utilizando pregos para fixá-las umas com as outras. Dessa forma, as vigas mantiveram sua largura alterando somente sua altura. Após realizado esse processo nas 4 vigas, foram utilizados um nível e um escalímetro para corrigir a altura das formas, no intuito de obedecer a nova altura estipulada em projeto— de 17,05 cm.

Na sequência, observam-se na Figura 36, os reforços já fixados com a resina seca e endurecida, e todas as quatro vigas encamisadas com as formas de madeira.

Figura 36 - Vigas prontas para receber o microconcreto



Fonte: o autor, 2020.



O processo final foi o lançamento do microconcreto. Para a sua confecção foi utilizado um saco de graute fluido de elevada resistência de 25 kg da Sika – SikaGrout-250 – e 7,5 kg de brita 0 e 3,25 litros de água. Esta mistura foi realizada de acordo com as recomendações da empresa Sika S.A (2019) e pode alcançar aos 7 dias 42 MPa de resistência à compressão, valor esse muito próximo do fck de projeto adotado para a pesquisa. Utilizou-se um carrinho de mão e um misturador mecânico para realizar a mistura do microconcreto. Primeiro despejou-se os 25 kg de graute e a brita 0 no carrinho, e foi feita uma mistura manual com enxada até obter uma espécie de farofa seca. A água foi sendo adicionada aos poucos, realizando um intercâmbio entre uma misturação manual e automatizada (misturador elétrico). Conforme a massa foi adquirindo consistência, utilizou-se somente o misturador elétrico para finalizar o microconcreto. Conforme Sika S.A (2019), a mistura é autoadensável, dispensando assim a vibração do microconcreto e facilitando sua aplicação. Na Composição de Figuras 37, observa-se na primeira imagem o graute utilizado e na segunda a mistura final, pronta para lançamento.

Composição de Figuras 37 - Saco de graute e o microconcreto fluido pronto para ser lançado



Fonte: o autor, 2020.

Para o lançamento do microconcreto, as vigas foram aproximadas o máximo possível umas das outras, visando evitar desperdícios. O lançamento foi feito de forma periódica, com o auxílio de um balde e finalizado com uma colher de pedreiro.

Na Figura 38, observam-se as vigas já preenchidas com o microconcreto de reforço, no seu processo de cura com superfície umedecida.

Figura 38 - Vigas reforçadas com microconcreto fresco



Fonte: o autor, 2020.

No terceiro dia após o lançamento do microconcreto, realizou-se a desforma das vigas reforçadas e procedeu-se com uma cura constante até o dia do rompimento. A cura foi realizada com água sendo aplicada com trincha. Na Figura 39 observam-se as vigas após a desforma durante seu período de cura.

Figura 39 - Vigas após desforma



Fonte: o autor, 2020.

No sétimo dia de cura do microconcreto as vigas foram transportadas de volta para o LATEC – Laboratório de Tecnologias da Construção da Universidade do Vale do Taquari – para receberem seu carregamento final.

### 3.8.2 Reforço com chapas metálicas aderidas com epóxi

Essa técnica de reforço consiste na aplicação de chapas metálicas nos elementos estruturais. A mesma foi utilizada para o reforço da viga tanto para o esforço de flexão quanto para o esforço cortante.

Conforme Appleton e Gomes (1997), se as chapas utilizadas no reforço forem menores que 4 mm, não é necessário realizar o chumbamento com parabolt, facilitando e dinamizando o processo de execução. Então, levando em conta que as chapas metálicas que foram inseridas são de 1,5 mm, eliminou-se o processo de chumbamento. Executou-se a aplicação da resina epóxi na base das chapas para posteriormente serem fixadas nas posições definidas. As chapas foram coladas com resina epóxi SIKADUR 32.

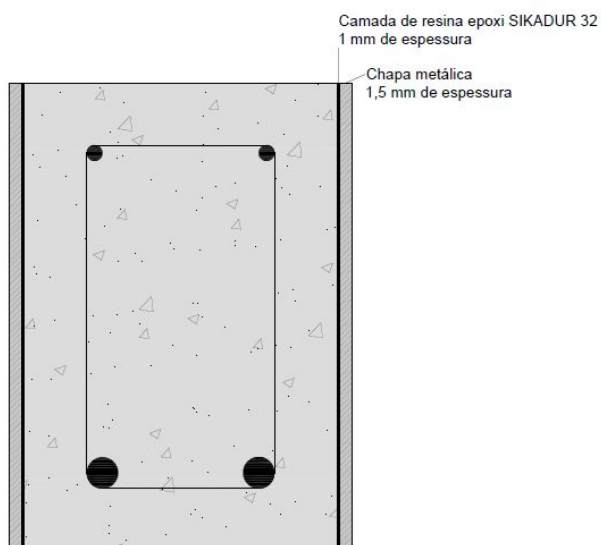
A sequência de figuras (Figura 40, Figura 41, Figura 42 e Figura 43) apresenta um esquema de como foi projetada a realização do reforço realizado do elemento.

Figura 40 - Corte transversal do reforço à flexão



Fonte: o autor, 2020.

Figura 41 - Corte transversal do reforço ao cortante



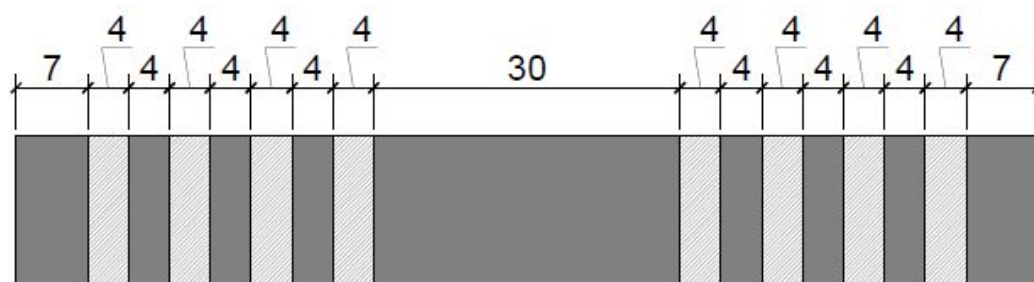
Fonte: o autor, 2020.

Figura 42 - Vista longitudinal do reforço à flexão



Fonte: o autor, 2020.

Figura 43 - Vista longitudinal do reforço ao cortante



Fonte: o autor, 2020.

### **3.8.2.1 Execução do reforço através da colagem de chapas metálicas**

Posteriormente a pré-carga, as 4 vigas que receberam o reforço por chapa metálica foram separadas para a execução do método.

O primeiro passo foi realizar a limpeza da superfície das chapas metálicas, para garantir que não tivessem impurezas em sua extensão que viessem a prejudicar a aderência do conjunto chapa+resina+concreto. Com uma escova de aço, escovou-se a superfície das chapas e da viga, na intenção de aumentar a aderência do conjunto.

Após a realização do tratamento superficial, a resina epóxi foi misturada conforme recomendado pelo fabricante, homogeneizando-se ambos os componentes de forma manual por 5 minutos, utilizando uma espátula. O processo de mistura foi realizado até a obtenção de uma massa homogênea e fluidez média.

Com a mistura da resina pronta, foi realizada a aplicação da mesma nas chapas que foram coladas. O procedimento foi efetuado primeiramente nas chapas longitudinais de reforço à flexão. Para isso, aplicou-se individualmente em cada chapa a mistura em toda sua extensão superficial, procurando obedecer a espessura de 1 mm, conforme previsto no projeto. Após a aplicação da resina na chapa, a mesma foi posicionada sobre a face tracionada da viga e pressionada manualmente, de forma a fixá-la corretamente.

Para a aplicação de chapas de reforço ao cisalhamento, o processo foi o mesmo, sendo o material inserido nas laterais das vigas, obedecendo o projeto elaborado e disposto no item 3.8.2. A única mudança realizada foi no tamanho das chapas, visto que as de reforço ao cisalhamento possuem dimensões menores do que as de reforço longitudinal.

Na Figura 44 observam-se as chapas de 1,5 mm que foram utilizadas para realização do reforço.

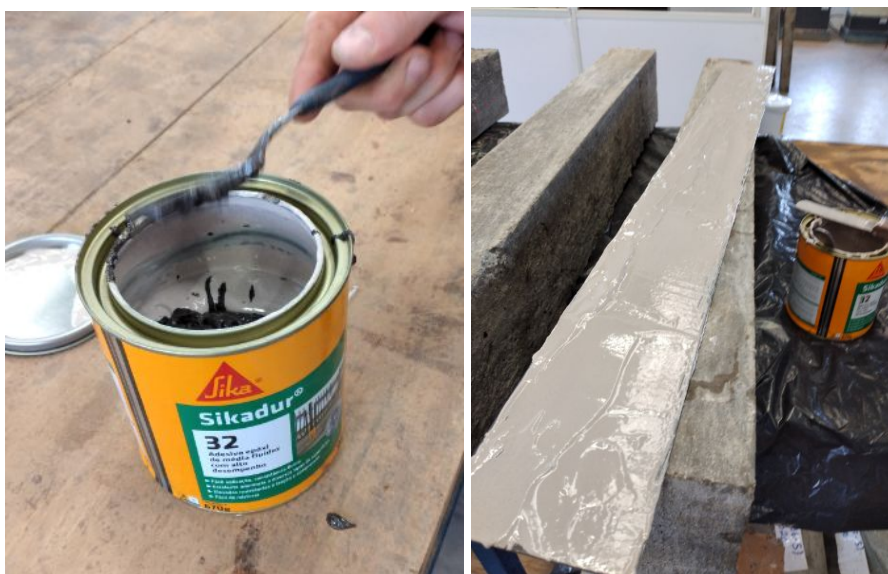
Figura 44 - Chapas de aço de 1,5 mm utilizadas



Fonte: o autor, 2020.

Na Composição da Figuras 45, observa-se na primeira imagem a mistura da resina epóxi Sikadur 32 de alta resistência sendo feita, após a inserção do componente B. Na segunda imagem visualiza-se a chapa metálica longitudinal já com resina aplicada em toda a sua face, pronta para ser fixada.

Composição de Figuras 45 - Resina epóxi Sikadur 32 e chapa metálica pronta para fixação

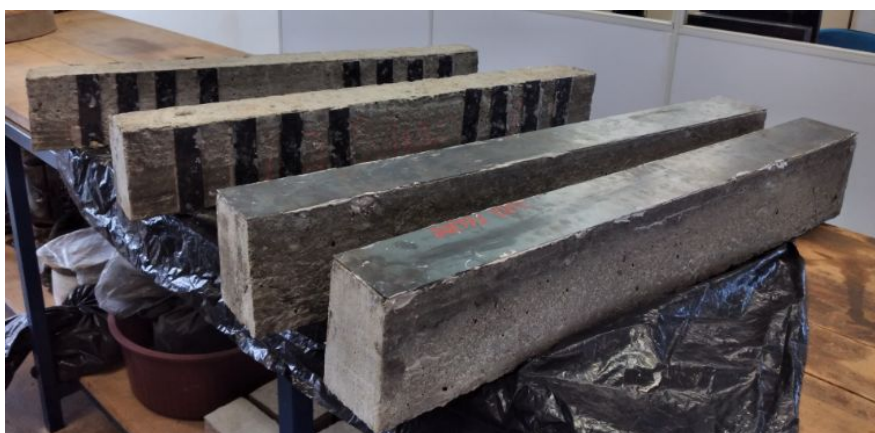


Fonte: o autor, 2020.



Na Figura 46, observam-se as vigas já com os reforços devidamente aplicados.

Figura 46 - Vigas com o reforço aplicado



Fonte: o autor, 2020.

Após a aplicação dos reforços, as vigas foram inseridas novamente em processo de cura na câmara úmida do LATEC durante 28 dias, idade na qual receberam seus carregamentos finais.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Todas as vigas receberam carregamento lento, de aproximados 4 mm/min, concomitante com uma análise visual de onde seria o ponto de rompimento.

### 4.1 Ganho de resistência a partir do ELS

No intuito de avaliar o ganho de resistência após a pré-carga das vigas que foram reforçadas, calculou-se o ganho de resistência a partir da obtenção dos dados da carga final.

A V05, viga reforçada através do método de aumento de seção de número 1, apresentou um ganho de resistência de 107% no seu estado limite último, em comparação com a carga de estado limite de serviço. A viga reforçada através do método de aumento de seção número 2 (V06-VIASF2), obteve um ganho de resistência de 180% em relação a sua carga de estado limite de serviço.

A V07 (VIASC1) que foi uma viga reforçada aos esforços cortantes através do método de aumento de seção, mostrou um acréscimo de resistência de 95% em relação a sua carga inicial de estado de limite de serviço. A V08 (VIASC2), viga reforçada aos esforços cisalhantes com o método de aumento de seção número 2, demonstrou um ganho de 106% de resistência em relação à pré-carga.

As vigas reforçadas à flexão com chapas metálicas (VIMEF1 e VIMEF2) apresentaram respectivamente 76% e 98% de ganho de resistência em relação às pré-cargas que receberam inicialmente aos 14 dias de cura do concreto.



Já as vigas reforçadas ao cisalhamento com chapas metálicas (VIMEC1 e VIMEC2) apresentaram respectivamente 38% e 95% de ganho de resistência em relação às pré-cargas que receberam inicialmente aos 14 dias de cura do concreto.

Na Tabela 8, encontram-se dispostos todos os dados quantitativos das vigas que receberam reforço, desde sua fase de pré-carga aos 14 dias de cura do concreto até o carregamento final aos 28 dias.

Tabela 8 - Histórico de cargas aplicadas e ganho de resistência nas vigas reforçadas

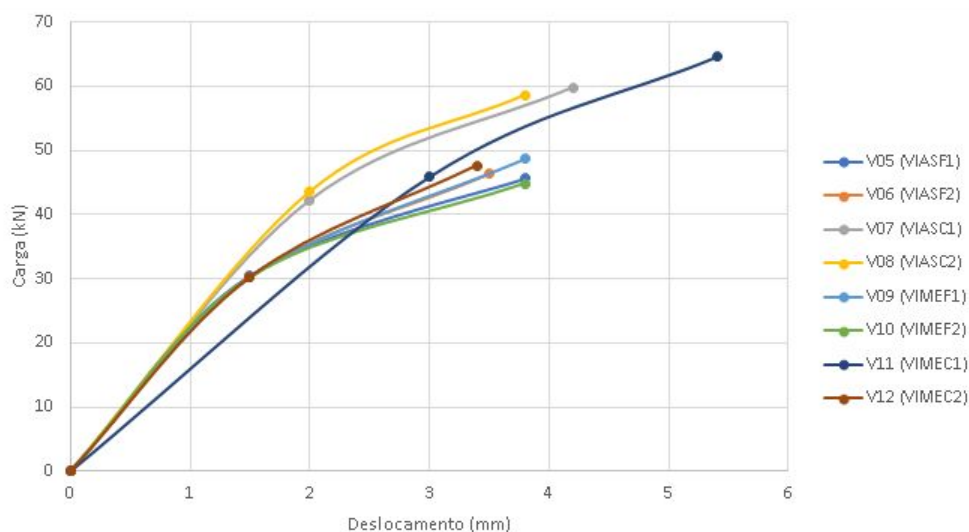
Código	Carga (kN) (ELS)	Deslocamento (mm) (ELS)	Fissura (mm)	Carga (kN) (ELU)	Deslocamento (mm) (ELU)	Ganho de resistência
V05 (VIASF1)	45,7	3,8	0,05	95,0	6,0	107%
V06 (VIASF2)	46,3	3,5	0,15	130,0	8,1	180%
V07 (VIASC1)	59,8	4,2	0,1	117,0	9,0	95%
V08 (VIASC2)	58,6	3,8	0,15	121,0	8,5	106%
V09 (VIMEF1)	48,7	3,8	0,1	86,0	9,5	76%
V10 (VIMEF2)	44,8	3,8	0,05	89,0	9,0	98%
V11 (VIMEC1)	64,6	5,4	0,1	89,0	13,0	38%
V12 (VIMEC2)	47,6	3,4	0,1	93,0	12,5	95%

Fonte: o autor, 2020.

Constatou-se, também de acordo com a Tabela 8, que as fissuras ocorridas não ultrapassaram o valor limite de 4 mm fixado para a classe de agressividade baixa como disposto na NBR 6118 (2014), sendo o maior valor entre elas de 0,15 mm e o menor de 0,05 mm.

O comportamento das vigas durante a pré-carga pode ser observado no Gráfico 3, onde se correlacionam os valores de carga e deslocamento obtidos na Tabela 8.

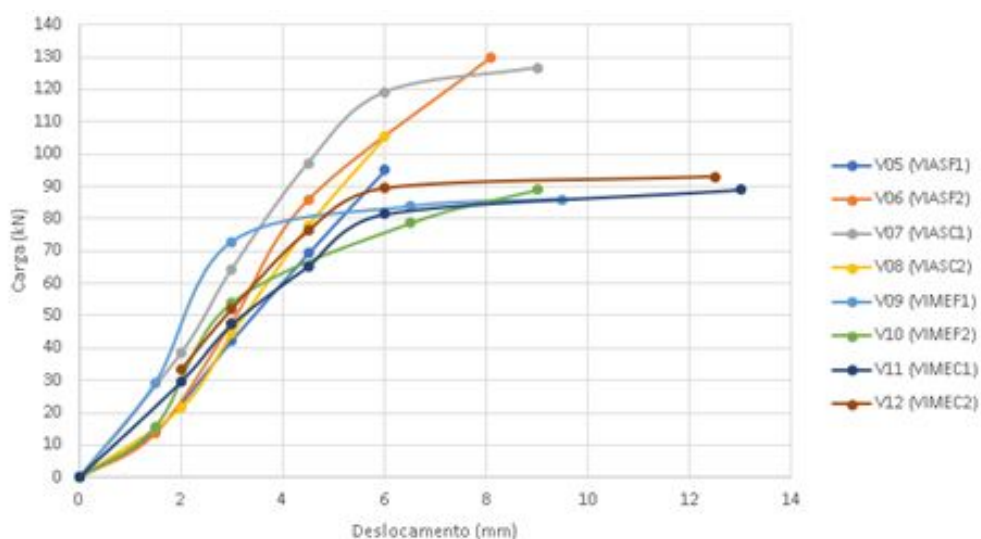
Gráfico 3 - Comportamento das vigas na pré-carga



Fonte: o autor, 2020.

O comportamento das vigas que foram reforçadas pode ser observado no Gráfico 4, onde se correlacionam os valores de carga final e deslocamento obtidos e dispostos na Tabela 8.

Gráfico 4 - Comportamento das vigas no carregamento final



Fonte: o autor, 2020.

## 4.2 Resultados das vigas reforçadas com aumento de seção

No Gráfico 5 observa-se uma comparação entre as vigas reforçadas com aumento de seção e as vigas de testemunho, ambas para os esforços de flexão. Através da carga e do deslocamento é possível traçar um gráfico de dispersão que caracteriza os elementos. A VITF1 e a VITF2 – vigas de testemunho a flexão 1 e 2 – tiveram um comportamento semelhante com relação a sua deformação, porém a VITF1 rompeu com 80 kN e teve um deslocamento máximo de 8,5 mm enquanto a VITF2 chegou a sua ruína com 70 kN aplicados e deslocou-se cerca de 9,1 mm. As vigas reforçadas através do aumento de seção para os esforços de flexão, obtiveram um ganho significativo de resistência tendo a VIASF2, por exemplo, rompido com 130 kN, enquanto a VIASF1 atingiu o ELU com 95 kN. Quanto ao deslocamento, as vigas reforçadas tiveram um comportamento modesto, atribuindo isso ao fato de que as mesmas sofreram um duro processo de recuperação, onde aplicaram-se elevados níveis de vibrações, o que pode ter prejudicado sua integridade e desempenho estrutural.

Na Tabela 9 observam-se os dados obtidos para as vigas reforçadas com aumento de seção após suas rupturas.

Tabela 9 - Dados obtidos em ensaio de flexão das vigas reforçadas com aumento de seção

Elemento	Deslocamento	Carregamento (kN)	Ganho de resistência (%)
VITF1	8,5	70,0	-
VITF2	9,1	80,0	-
VIASF1	6,0	95,0	35,0
VIASF2	8,1	130,0	62,5

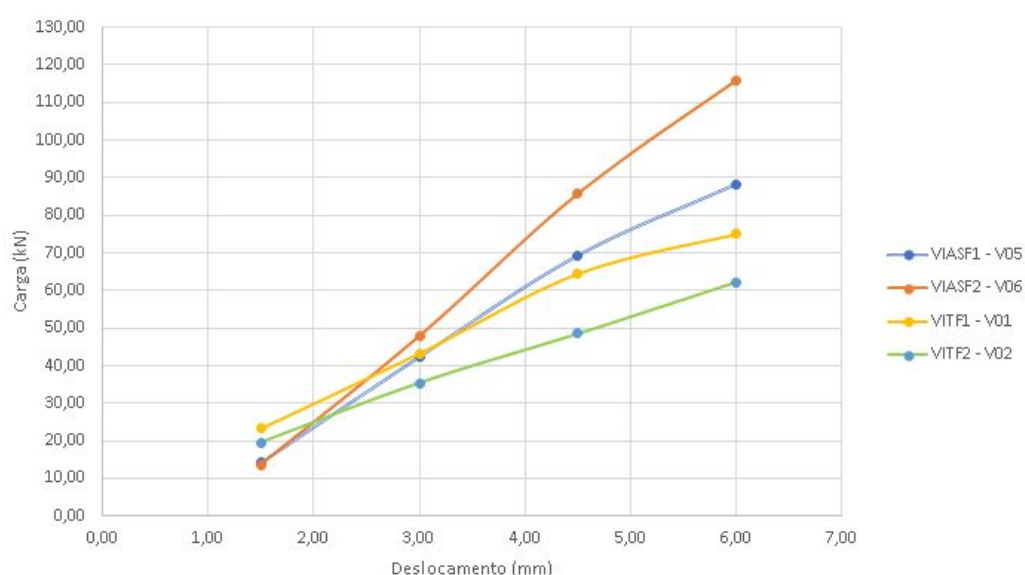
Fonte: o autor, 2020.

Battisti (2017), no seu trabalho, obteve valores máximos de ganhos de resistência ao cisalhamento de 40,6%. Destaca-se que em sua pesquisa, foram

realizados reforços de vigas com a utilização de polímeros reforçados com fibras de carbono, método destacado pelo seu elevado custo de aplicação.

No Gráfico 5 tem-se o comportamento dessas vigas de forma gráfica, em forma de dispersão, onde observa-se o ganho notável de resistência dos elementos reforçados.

Gráfico 5 - Comportamento das vigas reforçadas aos esforços de flexão com aumento de seção comparado com os valores das vigas testemunho à flexão



Fonte: o autor, 2020.

Logo após, realizou-se a análise das vigas reforçadas através do aumento de seção versus vigas testemunho, ambas sendo avaliadas aos esforços de cisalhamento. A VITC1 (viga testemunho ao cisalhamento 1) rompeu com 87 kN e apresentou um deslocamento de 8,5 mm enquanto a VITC2 atingiu sua ruína com a aplicação de 88 kN e deslocou aproximadamente 7,5 mm. A VIASC1 (viga aumento de seção 1) apresentou um excelente desempenho, chegando a sua ruína aos 117 kN e deslocando aproximados 9 mm. A VIASC2 (viga aumento de seção 2) apresentou um comportamento semelhante, rompendo após aplicação de 121 kN e com deslocamento de 8,5 mm.

Na Tabela 10 observam-se os dados obtidos para as vigas reforçadas com aumento de seção após suas rupturas.

Tabela 10 - Dados obtidos em ensaio das vigas reforçadas com aumento de seção ensaiadas ao cisalhamento

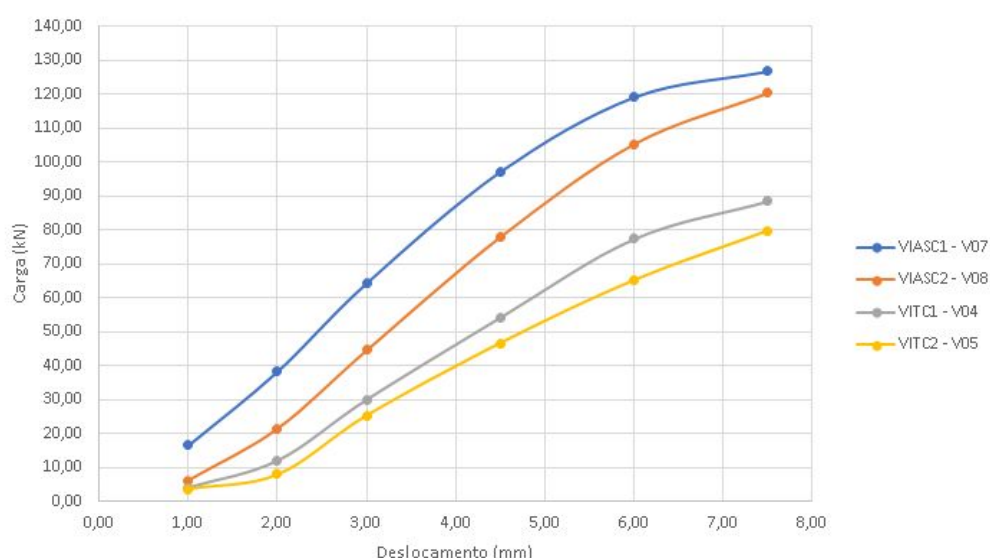
Elemento	Deslocamento	Carregamento (kN)	Ganho de resistência (%)
VITC1	8,5	87,0	-
VITC2	7,5	88,0	-
VIASC1	9,0	117,0	34,48
VIASC2	8,5	121,0	37,5

Fonte: o autor, 2020.

Destaca-se que Battisti (2017), em sua pesquisa, obteve valores máximos de ganhos de resistência ao cisalhamento de 44,4%.

Na Gráfico 6 tem-se o comportamento dessas vigas de forma gráfica, por dispersão, onde observa-se o ganho notável de resistência dos elementos reforçados.

Gráfico 6 - Comportamento das vigas reforçadas aos esforços de cisalhamento com aumento de seção comparado com os valores das vigas testemunho ao cisalhamento



Fonte: o autor, 2020.

O aumento de seção das vigas apresentou o desempenho esperado, citando-se um maior acréscimo de capacidade de carga e um aumento não significativo em seus deslocamentos. Na Figura 47 observa-se um ponto de rompimento que ocorreu devido aos esforços cortantes de uma viga reforçada através do aumento de seção.

Figura 47 - Viga reforçada ao cisalhamento após sua ruptura



Fonte: o autor, 2020

As vigas testemunho apresentaram comportamento adequado em seus rompimentos, como por exemplo a VITC2 (viga testemunho ao cisalhamento 2), (Figura 48), que rompeu próximo aos apoios, correspondendo ao subdimensionamento aos esforços cortantes feitos em projeto.

Figura 48 - VITC2 no seu estado limite último



Fonte: o autor, 2020.

Observando-se a VITF2 (viga testemunho à flexão 2) na Figura 49 foi possível constatar uma ruína adequada ao esforço que estava sendo requerido. A ruína no centro da viga indica uma carência de área de aço longitudinal.

Figura 49 - VITF2 no seu estado limite último



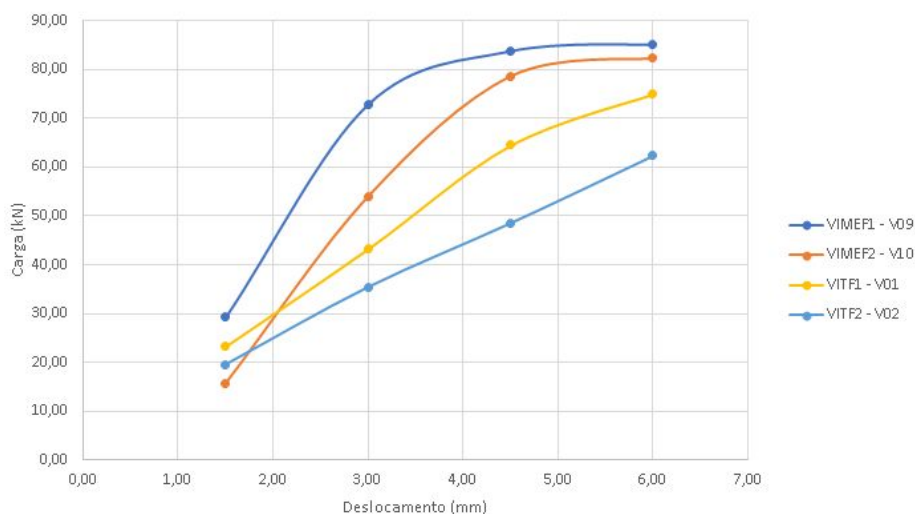
Fonte: o autor, 2020.

#### **4.3 Resultados das vigas reforçadas com chapas metálicas**

Os valores utilizados para realizar comparações seguem sendo as vigas testemunho, VITF1, VITF2, VITC1 e VITC2.

No Gráfico 7, observa-se o comportamento das vigas reforçadas com chapas metálicas comparadas com o desempenho das vigas de testemunho, quando ensaiados aos esforços de flexão.

Gráfico 7 - Comportamento das vigas reforçadas aos esforços de flexão com chapas de aço comparado com os valores das vigas testemunho à flexão



Fonte: o autor, 2020.

A VIMEF1 (viga reforçada com chapa metálica a flexão 1) atingiu a sua ruína quando foram alcançados os 86 kN, o que representa um aumento de apenas 6 kN quando comparada com o valor da viga testemunho 1, que foi de 80 kN. A VIMEF2 (viga metal a flexão 2) apresentou uma capacidade de carga total de 89 kN, com um acréscimo de carga de 19 kN em comparação com a viga de testemunho 2, que rompeu com 70 kN.

Vale destacar que os deslocamentos não tiveram aumentos expressivos, destacando a VIMEF2 que alcançou 9 mm de deslocamento enquanto a VIMEF1 apresentou 9,5 mm. Na Tabela 11 encontra-se o resumo de dados obtidos nos ensaios.

Tabela 11 - Dados obtidos em ensaio das vigas reforçadas com chapas metálicas ensaiadas à flexão

Elemento	Deslocamento	Carregamento (kN)	Ganho de resistência (%)
VITF1	8,5	70,0	-
VITF2	9,1	80,0	-
VIMEF1	9,5	86,0	22,85



VIMEF2	9,0	89,0	11,25
--------	-----	------	-------

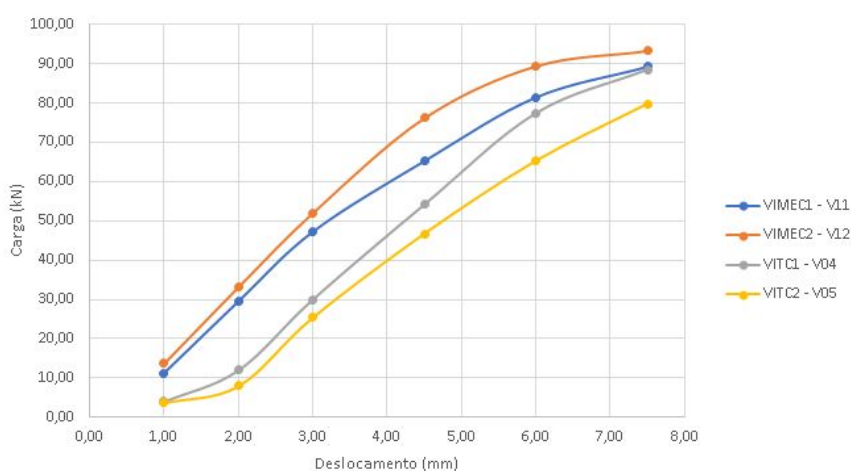
Fonte: o autor, 2020.

Battisti (2017) na sua pesquisa obteve valores máximos de ganho de resistência à flexão na ordem de 40,6%, sendo nesse caso superior aos 22,85% máximos obtidos no presente trabalho que fez uso de chapas metálicas. Destaca-se a diferença de custos envolvidos na aplicação desses reforços, sendo que Battisti (2017) utilizou polímero reforçado com fibras de carbono, que possui um custo elevado no que diz respeito a sua aquisição e aplicação.

As vigas reforçadas com chapas metálicas aos esforços cisalhantes apresentaram um excelente aumento na capacidade de carga, quando comparadas aos seus respectivos testemunhos. A VIMEC1 atingiu seu estado limite último aos 89 kN deslocando 13mm. O valor considerável – e notável – de deslocamento atribui-se ao fato de esse modelo de viga possuir uma maior área de aço longitudinal e também pelo fato de a chapa metálica, por meio de sua aderência com a face comprimida do concreto, aumentar a deslocabilidade da viga. A VIMEC2 chegou em seu limite de carga aos 93 kN, deslocando 12,5 mm.

No Gráfico 8, observa-se o comportamento das vigas reforçadas com chapas metálicas comparadas com o desempenho das vigas de testemunho.

Gráfico 8 - Comportamento das vigas reforçadas aos esforços do cisalhamento com chapas de aço comparado com os valores das vigas testemunho ao cisalhamento



Fonte: o autor, 2020.

Quando ensaiadas analisando os esforços cortantes, as vigas reforçadas com chapas metálicas apresentaram um ganho de resistência muito conservador. Justifica-se isso pelo método de aplicação e espessura da chapa. Appleton e Gomes (1997) explicam que a espessura da chapa influencia diretamente no desempenho do elemento estrutural reforçado, assim como seu método de ancoragem. Na presente pesquisa, utilizou-se chapas de 1,5 mm coladas apenas com resina epóxi de alto desempenho.

Por outro lado, as chapas metálicas conferiram uma maior capacidade de deslocamento nas vigas, fazendo com que as que foram ensaiadas aos esforços cisalhantes obtivessem um ganho de 52,94% e 66,67% em sua deslocabilidade, em relação aos valores de referência. Na Tabela 12 encontra-se o resumo de dados obtidos nos ensaios.

Tabela 12 - Dados obtidos em ensaio das vigas reforçadas com chapas metálicas ensaiadas ao cisalhamento

Elemento	Deslocamento	Carregamento (kN)	Ganho de resistência (%)
VITC1	8,5	87,0	-
VITC2	7,5	88,0	-
VIMEC1	13,0	89,0	2,3%
VIMEC2	12,5	93,0	5,7%

Fonte: o autor, 2020.

Conforme disposto anteriormente, Battisti (2017) na sua pesquisa obteve valores máximos de ganho de resistência ao cisalhamento na ordem de 44%, sendo nesse caso superior aos 5,7% máximos obtidos no presente trabalho fazendo-se uso das chapas metálicas.

Na Figura 50 tem-se uma viga que foi reforçada ao cisalhamento, logo após seu rompimento.

Figura 50 - VIMEC2 no seu estado limite último



Fonte: o autor, 2020.

Na Figura 51 tem-se uma viga que foi reforçada aos esforços da flexão, logo após sua ruína, e observa seu rompimento característico na parte central com fissuras oriundas desde a superfície do concreto, indicando o limite último do conjunto estrutural.

Figura 51 - VIMEF1 no seu estado limite último

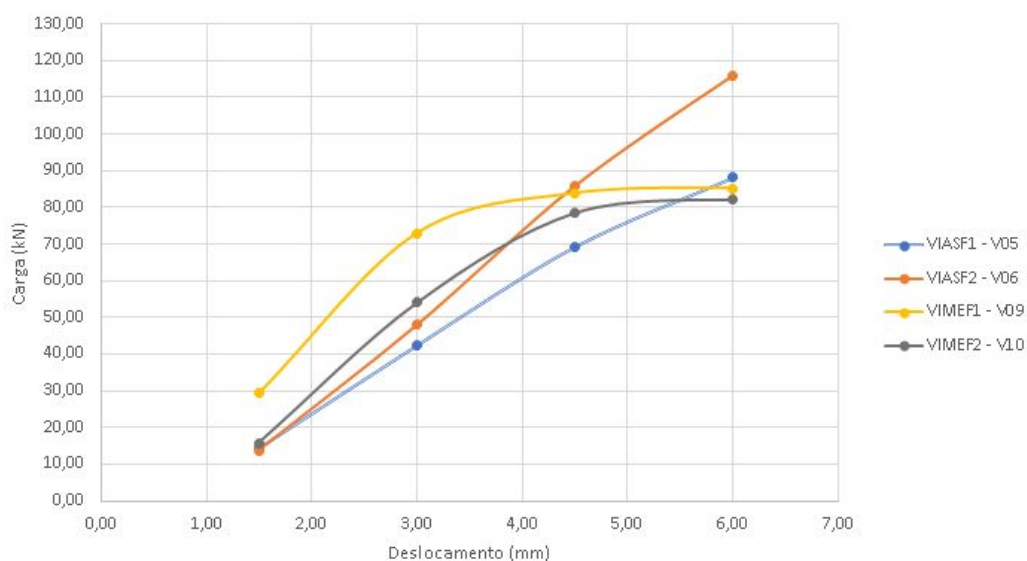


Fonte: o autor, 2020.

#### 4.4 Comparação entre reforços

Analisando o desempenho entre os dois reforços, constata-se que os mesmos oferecem comportamentos distintos e podem se adequar a diferentes necessidades. No Gráfico 9 observa-se uma comparação entre o desempenho de ambos os reforços, quando ensaiados à flexão.

Gráfico 9 - Comparação entre comportamentos de ambos reforços à flexão



Fonte: o autor, 2020.

A partir do Gráfico 9 é possível destacar o maior ganho de resistência das vigas reforçadas através do aumento de seção, e uma maior deslocabilidade das que receberam chapas metálicas em suas faces.

O reforço aplicado através da colagem de chapas metálicas apresentou pequenos ganhos de resistência quando comparado ao reforço com o aumento de seção. Quando ensaiado à flexão, por exemplo, o aumento de seção chegou a conferir 62,5% de ganho na resistência de uma viga, quando comparada com seu respectivo valor testemunho.

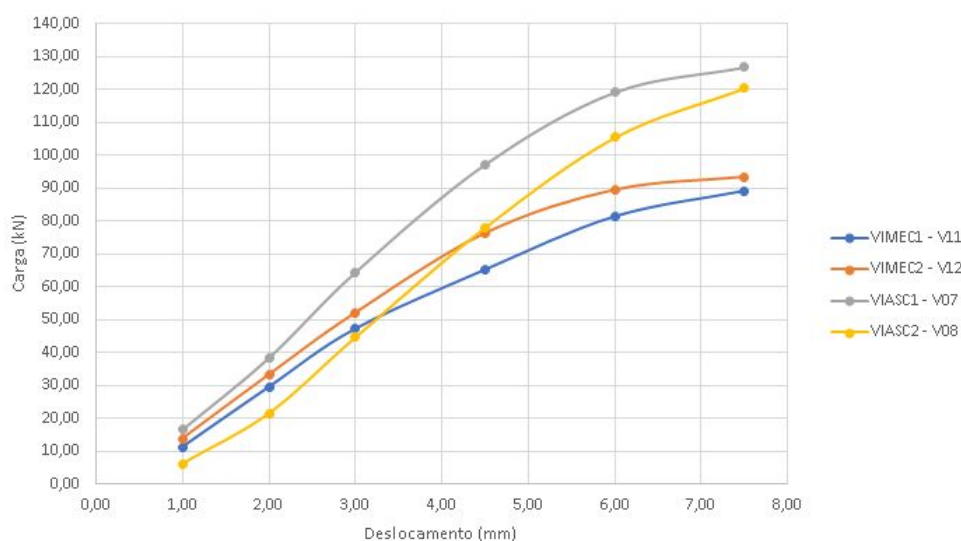
Porém as chapas metálicas destacaram-se por oferecerem uma maior capacidade de deslocamento para as vigas, apresentando ganhos de até 66,67% quando ensaiadas aos esforços cortantes.

Observou-se uma tendência mais destrutiva no momento de ruptura das vigas reforçadas através do aumento de seção, ou seja, quando os elementos atingiam suas capacidades máxima de carga, era possível observar uma fissuração mais intensa nas áreas comprimidas apresentando assim uma ruptura frágil.

Nas vigas reforçadas com chapa metálicas observou-se uma fissuração menos intensa ao atingirem seus devidos estados limites últimos, onde as mesmas apresentaram um processo de ruptura dúctil.

Quando ensaiados as solicitações cortantes, e observando as mesmas na estrutura, é possível analisar um comportamento mais linear no Gráfico 10. Define-se comportamento linear, nesse caso, como uma atuação similar no que diz respeito ao deslocamento das vigas, porque quanto ao aumento na capacidade de carga, observa-se que o aumento de seção tem desempenho notavelmente superior.

Gráfico 10 - Comparação entre comportamentos de ambos reforços ao cisalhamento



Fonte: o autor, 2020.

#### 4.5 Análise de Custos

Tendo em vista que um dos objetivos na realização deste pesquisa foi a análise de custo para realização dos reforços, elencou-se todos os materiais utilizados nos reforços juntamente com o investimento realizado para obtê-los. Destaca-se que a chapa metálica foi o material de mais difícil acesso, devido a necessidade de ser sob medida e passar por um processo de corte a laser ou a guilhotina. Para o restante dos materiais, não houveram problemas na aquisição.

Na Tabela 13, observa-se a relação e os custos envolvidos nos materiais para a execução do reforço utilizando chapas metálicas.

Tabela 13 - Relação e custos dos materiais utilizados no reforço com aplicação de chapas metálicas

Descrição	Quant.	Valor Unit.	Valor Total	Observações
Chapa Aço Lisa 1,5 mm (10 cm de largura por 100 cm de comprimento)	2	R\$ 35,20	R\$ 70,40	Utilizadas para reforçar aos esforços de flexão
Chapa Aço Lisa 1,5 mm (4 cm de largura por 15 cm de comprimento)	32	R\$ 0,14	R\$ 4,40	Utilizadas para reforçar aos esforços de cisalhamento
Resina Epoxi Sikadur 32 de 1 kg	1	R\$ 98,91	R\$ 98,91	
		<b>Montante: R\$ 173,71</b>		

Fonte: o autor, 2020.

O montante de todos os materiais utilizados foi de 173,71 reais, sendo que esse valor reforçou aproximadamente 0,4 m<sup>2</sup> da viga. Constata-se então que o valor por m<sup>2</sup> desse reforço seria de 434,27 reais.

Battisti (2017) em sua pesquisa realizou o reforço de vigas utilizando mantas de fibra de carbono e chegou a um custo aproximado de 370,00 reais por m<sup>2</sup>. O preço menor, em relação ao reforço com chapas metálicas desenvolvido neste

trabalho, pode estar atrelado ao fato de do pesquisador ter comprado os materiais direto de fábrica, que por praxe são mais baratos.

No intuito de realizar comparações entre custos, utilizou-se a base de dados da CYPE (2020), que estima custos orçamentários para obras similares. Na plataforma, foram consideradas chapas de 1,5 mm, iguais as utilizadas na execução desse trabalho, e o valor da execução do reforço por m<sup>2</sup> custaria aproximadamente 156,71 reais. Na Tabela 14 estão os valores estimados encontrados na base de dados CYPE (2020).

Tabela 14 - Relação de materiais e custos para reforço com chapas metálicas de acordo com a base de dados CYPE

<b>Composto</b>	<b>Unid.</b>	<b>Composição</b>	<b>Rend.</b>	<b>p.s.</b>	<b>Preço</b>
mt09reh125a	kg	Adesivo de dois componentes à base de resina epóxi, para ligação entre chapas metálicas com concreto endurecido.	2,000	37,16	74,32
mt07ala011c	kg	Placa de aço laminado EN 10025 S355JR.	11,775	3,95	46,51
mt50spa050k	m <sup>3</sup>	Pranchão de madeira de pinho, dimensões 20x7,2 cm.	0,002	683,03	1,37
mt50spa081l	Un	Escora metálica para 5 m de altura e 50 utilizações.	1,000	1,41	1,41
mt50spa101	kg	Pregos de aço.	0,050	2,57	0,13
mq08sol020	h	Equipamentos e elementos auxiliares para soldagem elétrica.	0,141	6,65	0,94
mo042	h	Oficial de 1ª montador de estrutura metálica.	1,020	14,81	15,11
mo085	h	Ajudante de montador de estrutura metálica.	1,020	9,20	9,38

	%	Meios auxiliares	2,000	149,17	2,98
	%	Custos indiretos	3,000	152,15	4,56
Custo de manutenção decenal: R\$ 10,97 nos primeiros 10 anos.				Total:	156,71

Fonte: CYPE INGENIEROS. S.A., 2020. Disponível em: <http://www.brasil.geradordeprecos.info/>.  
Adaptado pelo autor.

Na Tabela 15 estão dispostos os materiais e os custos envolvidos de compra para a realização do reforço através do aumento de seção.

Tabela 15 - Relação e custos dos materiais utilizados no reforço com aumento de seção

Descrição	Quant.	Valor Unit.	Valor Total	Observações
SikaGrout 250 25 kg	1	R\$ 29,60	R\$ 29,60	
7,5 kg de Pedrisco (1400 kg/m³)	7,5	R\$ 100,00	R\$ 0,54	
Arame Recozido ArcelorMittal 1 kg	1	R\$ 11,90	R\$ 11,90	
Barra de aço de 12 m de Ø 5 mm Gerdau	1	R\$ 10,79	R\$ 10,79	Utilizados para barras longitudinais e estribos U invertido
Barra de aço de 12 m de Ø 8 mm Gerdau	1	R\$ 24,90	R\$ 24,90	Utilizados para barras longitudinais
Resina Epoxi Sikadur 32 de 1 kg	1	R\$ 98,91	R\$ 98,91	Utilizado para chumbar estribos U nas vigas
		<b>Montante:</b>	<b>R\$ 176,64</b>	

Fonte: o autor, 2020.



Para a realização do reforço através do método de aumento de seção, utilizou-se uma maior variedade de materiais. Para o microconcreto, um saco de 25 kg de SikaGrout 250 foi suficiente para todo o reforço resultando em aproximados 0,0145 m<sup>3</sup> de concreto. O montante total no reforço de seções de 0,4 m<sup>2</sup> (4 vigas) foi de 176,64 reais totalizando em um valor de aproximados 441,60 reais por m<sup>2</sup>.

Em uma tabela de custos da Seinfra (2020), encontrou-se para fins de comparação um valor de 464,2 reais por m<sup>2</sup> para a recuperação utilizando concreto com reforço e reconstituição usando grout com espessura de 60mm.

#### 4.6 Controle de resistência do concreto

No intuito de controlar e verificar a evolução da resistência à compressão do concreto utilizado nas vigas, foram moldados 12 corpos de provas que foram ensaiados em diferentes idades de cura.

Observou-se que aos 7 dias, o concreto já havia atingido resistência média entre os 3 CPs de 37 MPa, cerca de 93% do fck estipulado. Aos 14 dias foram alcançados 43 MPa na média dos três CPS ensaiados, estando já 8% acima do fck de projeto. Nos 21 dias a média dos 3 CPs ensaiados resultou em um valor de 47 MPa, estando já 18% acima já do fck.

Por fim, aos 28 dias foram alcançados 49 MPa como resistência à compressão média dos últimos três CPs ensaiados, com uma margem de 23% acima dos 40 MPa de projeto. No Quadro 7, apresentam-se as relações dos CPs ensaiados, com suas respectivas datas e resistências.

Quadro 7 - Relação de resistência nas idades selecionadas de cura do traço do concreto

Identificação	Idade de Cura	Data do ensaio	Resistência (MPa)
CP1	7 dias	21/08/2020	38,0
CP2	7 dias	21/08/2020	36,0

CP3	7 dias	21/08/2020	38,0
CP4	14 dias	28/08/2020	43,0
CP5	14 dias	28/08/2020	42,0
CP6	14 dias	28/08/2020	44,0
CP7	21 dias	04/09/2020	45,0
CP8	21 dias	04/09/2020	48,0
CP9	21 dias	04/09/2020	47,0
CP10	28 dias	11/09/2020	47,0
CP11	28 dias	11/09/2020	49,0
CP12	28 dias	11/09/2020	51,0

Fonte: o autor, 2020.

Na Figura 52, observa-se um corpo de prova cilíndrico sendo ensaiado aos seus 28 dias de cura, pertencendo ao grupo que obteve uma resistência média à compressão nesta idade de 49 MPa

Figura 52 - Corpo de prova cilíndrico sendo ensaiado à compressão



Fonte: o autor, 2020.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objetivo principal analisar a alteração de resistência obtida na recuperação de vigas de concreto armado fazendo o uso dos métodos de aumento de seção e aplicação de chapas metálicas, tanto para ensaios de flexão simples quanto para ensaios de cisalhamento.

As conclusões obtidas nesta pesquisa foram as seguintes:

- Com relação aos dois métodos de recuperação estrutural para flexão, é possível destacar o alto desempenho do aumento de seção, conferindo ganhos de resistência de 180% quando comparado à carga de ELS. O reforço através da aplicação de chapas metálicas chegou a apresentar ganhos de resistência na ordem de 98% em relação à carga de estado limite de serviço;
- O reforço com a utilização de chapas metálicas conferiu um moderado aumento de resistência e uma maior elasticidade às vigas;
- O reforço com aumento de seção conferiu ganhos expressivos de resistência não alterando a elasticidade das vigas;
- As fissuras abertas estavam todas dentro do limite de 0,4 mm da classe de agressividade ambiental baixa da NBR 6118 (2014);
- O reforço com chapas metálicas apresentou um custo menor em relação ao de aumento de seção, podendo variar com a espessura da chapa adotada;
- Aos 28 dias foram alcançados 49 MPa como resistência à compressão média do concreto, valor este considerado como 23% acima dos 40 MPa de projeto;
- As vigas reforçadas com chapas metálicas apresentaram ganhos máximos de 22,85% e 5,7% – a cisalhamento e flexão respectivamente – quando comparadas com os valores de testemunho;

- As vigas reforçadas com aumento de seção apresentaram ganhos máximos de 62,5% e 37,5% – a cisalhamento e flexão respectivamente – quando comparadas com os valores de testemunho.

O aumento de seção, nessas circunstâncias, ofereceu o melhor custo benefício, levando-se em conta o ganho expressivo nas capacidades de carga das vigas em relação às chapas metálicas, que tiveram ganhos moderados.

Os métodos estudados nesta pesquisa são conhecidos por serem os mais acessíveis em termos de custos e aplicabilidade, podendo o seu valor final sempre ser alterado de acordo com a magnitude da patologia na estrutura de concreto armado.

Por fim, o melhor método de reforço deverá se adaptar sempre às condições e as necessidades da estrutura danificada, variando entre os mais diversos tipos ofertados no mercado.

## REFERÊNCIAS

**ABNT.** Associação brasileira de normas técnicas. **NBR 6118:** Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro/ RJ. ABNT, 2014.

\_\_\_\_\_**NBR 5738:** Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro/ RJ. ABNT, 2015

\_\_\_\_\_**NBR 5739:** Concreto – Ensaio de compressão em corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro/ RJ. ABNT, 2018

\_\_\_\_\_**NBR 8953:** Concreto para fins estruturais — Classificação pela massa específica. Rio de Janeiro/ RJ. ABNT, 2015.

\_\_\_\_\_**NBR 8522:** Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão. Rio de Janeiro/ RJ. ABNT, 2017.

\_\_\_\_\_**NBR 12655** — Concreto de cimento Portland — Preparo, controle, recebimento e aceitação — Procedimento. Rio de Janeiro/ RJ. ABNT, 2015

\_\_\_\_\_**NBR 5674:** Manutenção de Edificações. Rio de Janeiro/ RJ. ABNT, 2012.

\_\_\_\_\_**NBR 11578:** Cimento Portland composto. Rio de Janeiro/ RJ. ABNT, 1991.

\_\_\_\_\_**NBR 7181:** Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro/ RJ. ABNT, 1984.

\_\_\_\_\_ **NBR 7211**: Agregados para concreto – Especificação. Rio de Janeiro/RJ. ABNT, 2005.

\_\_\_\_\_ **NBR 7480**: Aço destinado a estruturas de concreto armado — Especificação. ABNT, 2007.

\_\_\_\_\_ **NBR 15900-1**: Água para amassamento do concreto. ABNT, 2009.

\_\_\_\_\_ **NBR 10908**: Aditivos para Argamassa e Concreto - Ensaios de Caracterização. ABNT, 2008.

**NBR NM 67**. Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Comitê Brasileiro de Cimento, 1998.

ALLEN, R. T. L. **The Repair of Concrete Structures – 4ª Edição**. 1985. Ed.: Cement and Concrete Association. ISBN.: 0-7210-1314-7. Inglês, p.12.

ALMEIDA, Luiz Carlos. **Fundamentos do concreto armado**. Agosto de 2002. Notas de Aula. Unicamp.

ANDRADE, Bruno S. O. **CONCRETO ARMADO: UM ESTUDO SOBRE O PROCESSO HISTÓRICO, CARACTERÍSTICAS, DURABILIDADE, PROTEÇÃO E RECUPERAÇÃO DE SUAS ESTRUTURAS**. 2016. 70 f. Monografia (Especialização) - Curso de Especialização em Construção Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Rio de Janeiro, 2016.

APPLETON, J.; GOMES, A. Reforço de Estruturas de Betão Armado por Adição de Armaduras Exteriores. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE)**, Série I, nº 41, p. 15-20, 1997.

BATTISTI, Fernando. **Recuperação de Vigas Em Concreto Armado Utilizando Polímero Reforçado com Fibras de Carbono**. 2017. 90 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Vale do Taquari - Univates, Lajeado, 2017.

BAUCHEMIE, Mc. **Muraplast FK 49C**. Disponível em:

[http://www.mc-bauchemie.com.br/assets/downloads/products/pt-br/fichas\\_tecnicas/Muraplast%20FK%2049C.pdf](http://www.mc-bauchemie.com.br/assets/downloads/products/pt-br/fichas_tecnicas/Muraplast%20FK%2049C.pdf).

BEBER, A. J. **Comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Reforçados com Compósitos de Fibra Carbono**. 2003. 317f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

BRANDÃO, Concretos e Terraplenagem. **Dados dos agregados**. 2019.

CLÍMACO, J.C.T. **Repair of Structural Concrete Involving the Addition of New Concrete**. Londres, 1990, Tese (Doutorado) - Polytechnic of central London, UK.

CYPE, Ingenieros. **Gerador de Preços**. 2020. Disponível em:

[http://www.brasil.geradordeprecos.info/reabilitacao/Estruturas/Concreto\\_armado/Reforços\\_com\\_perfis\\_metalicos/EHP030\\_Reforço\\_de\\_viga\\_ou\\_vigota\\_de\\_concreto\\_0\\_0\\_0\\_0\\_0\\_0.html](http://www.brasil.geradordeprecos.info/reabilitacao/Estruturas/Concreto_armado/Reforços_com_perfis_metalicos/EHP030_Reforço_de_viga_ou_vigota_de_concreto_0_0_0_0_0_0.html). Acesso em: 1 out. 2020.

DA SILVA, L. F. 2018. **Reinforcement of a beam**. 2018. Durability and Preservation of Concrete Structures - Civil Engineering and Architecture Faculty, Kielce University of Technology, Kielce, Polônia, 2018.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Europa, 2004.

GERDAU. Disponível em:

<http://www.gerdau.com/br/pt/produtos/vergalhao-gerdau>. Acesso em: 22 mar. 2020.

COUTO, João P. **Importância da revisão dos projetos na redução dos custos de manutenção das construções**. Universidade de Coimbra, Portugal, 2007. Disponível em: <http://hdl.handle.net/1822/8754>.

HELENE, Paulo R.L. **Manual prático para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1992.

HELENE, Paulo R.L. **Manual prático para reparo, proteção e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Red Rehabilitar, 2005.

MAILVAGANAM, N. **Repair and Protection of Concrete Structures**. 1992. Ed.: CRC. ISBN.: 0-8493-4993-1. Inglês,p.473

MAZER, Wellington. **ABCP**. Paraná: Universidade Federal Tecnológica do Paraná, 2017. Color.

METHA, P. Kumar; MONTEIRO, Paulo J.M. **Concreto – microestrutura, propriedades e materiais**. 2. ed. São Paulo: Ibracon, 2014.

OLIVARI, Giorgio. **Patologias em edificações**. 2003. 83 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Anhembí, São Paulo, 2003. Disponível em: <[https://www.academia.edu/12966183/GIORGIO\\_OLIVARI\\_PATOLOGIA\\_EM\\_EDIFICACA%C3%87%C3%95ES](https://www.academia.edu/12966183/GIORGIO_OLIVARI_PATOLOGIA_EM_EDIFICACA%C3%87%C3%95ES)> Acesso em: 15 abr. 2020.

PIANCASTELLI, E.M. CALIXTO, J.M.F. **Comportamento estrutura, a baixa idade de vigas de concreto armada reforçadas através do aumentos das seções de concreto e aço**. XXVII JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIARIA ESTRUCTURAL. Tucumán, Argentina, setembro 18-22, 1995.

PORTO, Thiago B.; FERNANDES, Danielle Stefane Gualberto. **Curso básico de Concreto Armado**: conforme NBR 6118/2014. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

SEINFRA. **Tabela de Custos Versão 026 - ENC. SOCIAIS**. 2020. Disponível em: <https://sites.seinfra.ce.gov.br/siproce/onerada/html/6.10.html?a=1545419680392>. Acesso em: 1 out. 2020.



SIKA S.A. **SikaGrout®-250, Ficha técnica de produto.** Disponível em: [https://bra.sika.com/content/dam/dms/br01//sikagrout\\_-250.pdf](https://bra.sika.com/content/dam/dms/br01//sikagrout_-250.pdf)

SITTER, W. R. Costs for service life optimization. The “Law of fives”. Durability of concrete structures, **Proceedings...** Copenhagen: CEB-RILEM, 1984. p. 18-20.

SOUSA, A. F. V. S. **Reparação, Reabilitação e Reforço de Estruturas de Betão Armado.** 2008. 114f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Especialização em Estruturas) – Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.

SOUZA, Vicente C. M.; RIPPER, Thomaz. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas em concreto.** São Paulo: Pini, 1998.

VIEIRA FILHO, José O. **Avaliação da resistência a compressão do concreto através de testemunhos extraídos.** 2007. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007. Disponível em: <[https://teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3146/tde-26102007-144854/publico/TESE\\_VOLI\\_JOSE\\_ORLANDO\\_VIEIRA\\_FILHO.pdf](https://teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3146/tde-26102007-144854/publico/TESE_VOLI_JOSE_ORLANDO_VIEIRA_FILHO.pdf)> Acesso em: 05 maio 2020.

ZUCCHI, Fernando Luiz. **Técnicas para o reforço de elementos estruturais.** 2015. 49 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2015.

## APÊNDICES

### APÊNDICE A - DIMENSIONAMENTO DE ARMADURA À FLEXÃO

A viga foi dimensionada para trabalhar com a linha neutra nos limites dos domínios 2-3, e estando nos domínios previamente citados, segundo a NBR 6118 (2014), o elemento estrutural não sofrerá ruptura frágil. Para tal dimensionamento utilizou-se a seguinte equação (A.1):

$$x = 0,259 \times d \quad (\text{A.1})$$

onde:

$x$  = altura da linha neutra;

$d$  = altura útil da viga, medida entre o centro de gravidade da viga até a face que sofre compressão;

$d = 12$  cm, considerando cobrimento de 20 mm, estribos 5 mm e barras longitudinais de 10 mm ( $h-d'$ ).

Então:

$$x = 0,259 \times 0,12$$

$$x = 0,031 \text{ m}$$

Para dimensionar o momento resistente que foi suportado pela viga fez-se uso da seguinte equação (A.2):

$$Md = (0,68 \times x \times d - 0,272 \times x^2) \cdot b_w \cdot f_c d \quad (\text{A.2})$$

onde:

$b_w$ : base da viga ou largura da seção transversal;

$f_{cd}$ : resistência de cálculo do concreto a partir do  $f_{ck}$  estipulado (A.3);

$$f_{cd} = f_{ck} \div 1,4 \quad (\text{A.3})$$

$$f_{cd} = 40000 \div 1,4$$

$$f_{cd} = 28571,43 \text{ kN/m}^2$$

$$b_w = 0,1 \text{ m ou } 10 \text{ cm}$$

Então:

$$M_d = (0,68 \times 0,031 \times 0,12 - 0,272 \times 0,031^2) \times 0,1 \times 28571,43$$

$$M_d = 6,48 \text{ kN.m}$$

A área de aço da zona tracionada é determinada a partir da equação A.4:

$$A_s = \frac{M_d}{(f_{yd} \times (d - 0,4 \times x))} \quad (\text{A.4})$$

$f_{yd}$  = resistência de cálculo do aço, calculada (A.5) a partir do limite de escoamento do aço ( $f_{yk}$ =500 Mpa);

$$f_{yd} = f_{yk} \div 1,15 \quad (\text{A.5})$$

$$f_{yd} = 500000 \div 1,15$$

$$f_{yd} = 434782,61 \text{ kN/m}^2$$

Logo:

$$A_s = \frac{6,48}{(434782,61 \times (0,12 - 0,4 \times 0,031))}$$

$$A_s = 0,000138 \text{ m}^2 \text{ ou } 1,38 \text{ cm}^2$$

Foram utilizadas duas barras de 10 mm ( $2\varnothing 10$  mm), totalizando em uma área de aço efetiva de 1,57 cm<sup>2</sup>, o que representa em um superdimensionamento de aproximadamente 14% em relação a área de aço calculada, resultando em um novo  $M_d = 7,34$  kN.m.

A partir disso, foram dimensionadas as cargas que foram aplicadas pelo aparelho de ensaio. Utilizou-se a seguinte equação (A.6):

$$M = q.l \quad (A.6)$$

sendo:

$q$  = carga aplicada;

$l$  = distância da carga até o ponto.

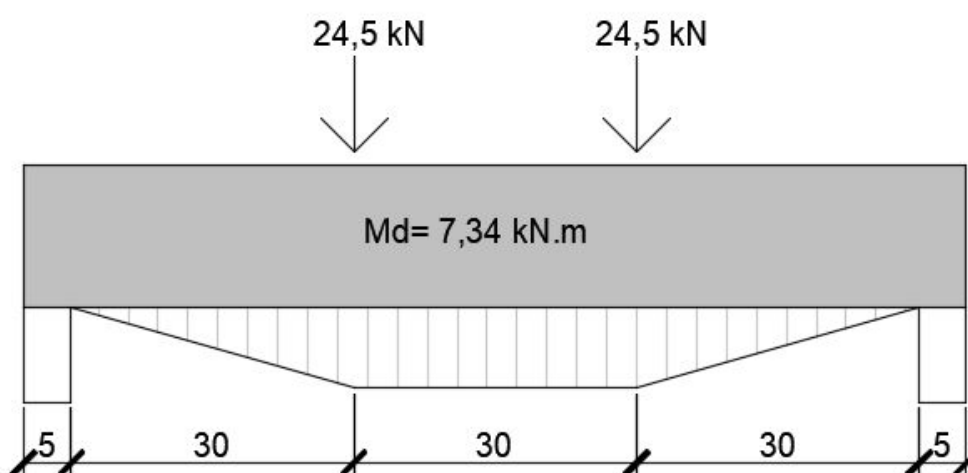
Então:

$$7,34 \text{ kN.m} = q \cdot 0,3 \text{ m}$$

$$q = 24,47 \text{ kN}$$

Observa-se a distribuição dos carregamentos na Figura A.1.

Figura A.1 - Carregamentos teóricos calculados no limite do domínio 2-3



Fonte: o autor, 2020.

## APÊNDICE B - DIMENSIONAMENTO DE ARMADURA AO CISALHAMENTO

A força cortante de cálculo ( $V_{sd}$ ) é de 24,5 kN e para o dimensionamento dos estribos foi seguido o que está disposto na NBR 6118 (2014), no item de dimensionamento de armadura transversal para força cortante. Para os estribos, foram consideradas barras de aço com diâmetro de 5 mm do tipo CA-60, que é o valor mínimo estipulado por norma, sem exceder 1/10 da largura da alma da viga.

Primeiro foi verificado o esmagamento da biela do concreto, calculando a força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais do concreto ( $V_{rd2}$ ) através da seguinte equação (A.7):

$$V_{rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} \times b_w \times d \quad (B.1)$$

onde:

$V_{rd2}$  = força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais do concreto;

$\alpha_v$  = ângulo de inclinação da armadura transversal, sendo a  $90^\circ = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$ ;

Então, tem-se:

$$V_{rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{40}{250}\right) \times 28571,434 \times 0,1 \times 0,12$$

$$V_{rd2} = 77,76 \text{ kN}$$

Logo, levando em consideração que  $V_{sd} < V_{rd2}$ , considerou-se que a peça está segura quanto ao esmagamento das bielas comprimidas.

Para calcular a parcela da força resistida pelos demais mecanismos (concreto + área de aço) utilizou-se a equação (B.2):

$$V_c = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d \quad (B.2)$$

onde:

$f_{ctd}$  = Resistência de cálculo do concreto ao cisalhamento, calculado através de  $f_{ctd} = 0,15 \times f_{ck}^{2/3}$

$$V_c = 0,6 \times (0,015 \times 40^{2/3}) \times 10 \text{ cm} \times 12 \text{ cm}$$

$$V_c = 12,63 \text{ kN}$$

Como  $V_{sd} > V_{smin}$  ( $V_c + V_{sw}$ , min), calculou-se a parcela da força cortante resistida pela armadura transversal com a equação B.3:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c \quad (\text{B.3})$$

$$V_{sw} = 24,5 - 9,23$$

$$V_{sw} = 11,87 \text{ kN}$$

O diâmetro máximo que poderia ser usado para os estribos seria de 10 mm, obedecendo a relação de  $b_w/10$  ( $b_w$  em mm).

Para o espaçamento máximo longitudinal, como  $V_{sd} \leq 0,67 \times V_{rd2}$ , foi utilizada a relação matemática (B.4):

$$S_{max} = 0,6 \times d \leq 30 \text{ cm} \quad (\text{B.4})$$

$$S_{max} = 0,6 \times 12 \leq 30 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 7,2 \text{ cm} \approx 7,0 \text{ cm}$$

O espaçamento mínimo entre estribos, de acordo com a NBR 6118 (2014), deve ser o suficiente para a passagem do vibrador. Como o concreto que foi realizado possuía uma característica mais plástica, procurou-se adotar um vibrador com uma agulha de 20 mm a 60 mm, estabelecendo então um espaçamento mínimo entre estribos de 50 mm (5 cm).

A NBR 6118 (2014) estabelece que em toda a extensão da viga deve-se respeitar a taxa mínima de armadura transversal, formada pela disposição de estribos ao longo de todo o comprimento da viga.

Para a determinação da taxa geométrica mínima, utilizou-se a equação B.5:

$$p_{sw \text{ min}} = 0,2 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (\text{B.5})$$

onde:

$f_{ctm}$  = Resistência média à tração do concreto, dada por  $0,3 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2}$ ;

$$p_{sw \min} = 0,2 \times \frac{0,3 \times \sqrt[3]{40^2}}{600}$$

$$p_{sw \min} = 0,00117$$

Essa taxa, quando multiplicada pela área da seção da viga (150 cm<sup>2</sup>), resulta em um valor de 0,1755 cm<sup>2</sup>, que valida a relação de acordo com a bitola adotada para os estribos com dois ramos de 5 mm com área de 0,39 cm<sup>2</sup>.

## APÊNDICE C - DIMENSIONAMENTO DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

No intuito de obter uma análise mais profunda dos corpos de provas que foram ensaiados, o procedimento foi dividido em duas etapas.

Primeiro foi realizado um pré-carregamento das vigas, fazendo com que o elemento atinja seu Estado de Limite de Serviço (ELS). As manifestações do ELS foram pequenas fissuras que potencialmente poderiam comprometer a integridade estrutural da viga.

Através da NBR 6118 (2014) é possível identificar os limites de serviço que remetem a carga a ser aplicada pelo equipamento durante o ensaio.

Para determinar o momento do estado limite de serviço utilizou-se a equação C.1:

$$MEls = 1 \times g + 0,4 \times q \quad (C.1)$$

onde:

$g$  = momento gerado pela carga permanente do elemento, nesse caso o peso próprio da viga multiplicado por um fator de redução de frequência;

$q$  = momento gerado pela carga acidental, multiplicado por um fator de redução de frequência.

$$MEls = 1 \times [(0,1 \times 0,15 \times 1 \times 40) \times \frac{0,9}{2} \times 1] + 0,4 \times [(24,5 \times 0,3) \times 1]$$

$$MEls = 3,21 \text{ kN.m}$$

Calculou-se também o momento de fissuração do elemento através da seguinte equação (C.2):

$$M = \frac{df \times f_{ctm} \times I_c}{y_t} \quad (C.2)$$

onde:

$df$  = coeficiente de forma da seção, utiliza-se 1,5 para seção retangular;



Resistência média à tração do concreto, dada por  $0,3 \times \sqrt[3]{fck^2}$ ;

$I_c$  = Momento de inércia, dado por  $\frac{b \times h^3}{12}$ ;

$y_t$  = distância do centro de gravidade até a fibra mais tracionada, dado por  $\frac{h}{2}$ ;

$$M = \frac{1,5 \times 0,3 \times \sqrt[3]{40^2 \times \frac{0,1 \times 0,15^3}{12}}}{\frac{0,15}{2}}$$

$$M = 1,97 \text{ kN.m}$$

Tendo em vista que  $M < M_{Els}$ , constata-se que o elemento irá fissurar, e para calcular a área crítica de fissuração utilizou-se a equação C.3:

$$A_{crit} = b w \times (d' \times 7,5 \times \varnothing) \quad (C.3)$$

tendo:

$d'$  = altura subtraída da altura útil, ou seja,  $d' = 3 \text{ cm}$ ;

$$A_{crit} = 10 \text{ cm} \times (3 \text{ cm} + 7,5 \times 1,0 \text{ cm})$$

$$A_{crit} = 105 \text{ cm}^2$$

Com o valor de área crítica calculada, utiliza-se a equação B.4 para calcular a taxa crítica:

$$F_{Crit} = \frac{A_s}{A_{crit}}$$

$$(C.4)$$

$$F_{Crit} = \frac{1,57 \text{ cm}^2}{105 \text{ cm}^2}$$

$$F_{Cri} = 0,015$$

A determinação da tensão na armadura é realizada com a equação B.5:

$$\sigma_{Si} = \frac{f_y d}{1,4} \times \frac{1 \times g + 0,4 \times q}{g + q} \quad (C.5)$$

$$f_y d = 434.782,61 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{Si} = \frac{434.782,61}{1,4} \times \frac{1 \times 0,27 + 0,4 \times 7,34}{0,27 + 7,34}$$

$$\sigma_{Si} = 130.834,71 \text{ kN/m}^2$$

Para calcular a abertura de fissuras utilizou-se a equação C.6:

$$W' = \frac{\sigma_i}{12,5 \times n1} \times \frac{\sigma Si}{ESi} \times \frac{3 \times \sigma Si}{f_{ctm}} \quad (C.6)$$

onde:

$n1$ =coeficiente de conformação superficial, tendo 2,25 como valor para barras nervuradas;

$ESi$ = módulo de elasticidade do aço, 210.000 MPa ou 210.000.000 kN/m<sup>2</sup>

$\sigma$ = diâmetro da armadura longitudinal em milímetros.

$$W' = \frac{10}{12,5 \times 2,25} \times \frac{130834,71}{210.000.000} \times \frac{3 \times 130834,71}{\sqrt[3]{40.000^2}}$$

$$W' = 0,0743 \text{ mm}$$

ou:

$$W'' = \frac{\sigma_i}{12,5 \times n1} \times \frac{\sigma Si}{ESi} \times \left( \frac{4}{f_{crit}} + 45 \right), \text{ onde:}$$

$$W'' = \frac{10}{12,5 \times 2,25} \times \frac{150.358,52}{210.000.000} \times \left( \frac{4}{0,015} + 45 \right)$$

$$W'' = 0,069 \text{ mm}$$

Adota-se o menor valor entre os dois calculados, ou seja, a fissura que ocorreu antes é a de 0,069 mm, na área crítica de fissuração. E de acordo com o disposto na Tabela 13.4 na NBR 6118 (2014), a fissuração de elementos de concreto armado dimensionados na classe de agressividade baixa não podem ultrapassar 0,4 mm.

Feita a determinação de aberturas de fissuras, partiu-se para a verificação do limite de deformações excessivas. Primeiro realiza-se o cálculo do módulo secante do concreto através da equação C.7:

$$ECS = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} \quad (C.7)$$

$$ECS = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{40}$$

$$ECS = 30.104,883 \text{ MPa ou } 30.104.883,00 \text{ kN/m}^2$$

Relaciona-se os módulos a partir da seguinte equação (C.8):

$$\alpha e = \frac{E S_i}{E C_s} \quad (C.8)$$

$$\alpha e = \frac{210.000.000}{30.104.883}$$

$$\alpha e = 6,98$$

A determinação da profundidade da linha neutra é feita a partir de uma adaptação à equação de bhaskara:

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 \times a \times c}}{2 \times a}$$

tendo:

$$a = \frac{bw}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ cm};$$

$$b = \alpha 2 \times A_s = 8,82 \times 1,57 \text{ cm}^2 = 13,84 \text{ cm}^2;$$

$$c = -d \times \alpha e \times A_s = -12 \times 8,82 \times 1,57 = -166,17 \text{ cm}^3;$$

$$x = \frac{-13,84 \pm \sqrt{13,84^2 - 4 \times 5 \times -166,17}}{2 \times 5}$$

$$x' = 4,54 \text{ cm}$$

Para a determinação do momento de inércia no estádio II utilizou-se a equação (C.9):

$$I'' = \frac{bw \times x'^3}{3} + A_s \times \alpha e \times (d - x')^2 \quad (C.9)$$

$$I'' = \frac{10 \times 4,54^3}{3} + 1,57 \times 8,2 \times (12 - 4,54)^2$$

$$I'' = 1028,38 \text{ cm}^4 \text{ ou } 0,00001028 \text{ m}^4$$

E para o cálculo da flecha com a contribuição do concreto utilizou-se a equação C.10:

$$(EI)_{eq} = ECS \left\{ \left( \frac{MR}{MD} \right)^3 \times IC + \left[ 1 - \left( \frac{MR}{MD} \right)^3 \right] \times I'' \right\} \leq ECS \times IC \quad (C.10)$$

onde:

Ic = Momento de inércia, dado por  $\frac{b \times h^3}{12}$ ;

MR = momento limite de fissuração;

MD = momento máximo no ELS.

$$(EI)_{eq} = 30.104.883,00 \times \left\{ \left( \frac{1,97}{3,21} \right)^3 \times 0,000028125 + \left[ 1 - \left( \frac{1,97}{3,21} \right)^3 \right] \times 0,00001028' \right\}$$

$$(EI)_{eq} = 237,95 \text{ kN.m}^2 \leq 846,70 \text{ kN.m}^2$$

Adota-se o menor valor de  $(EI)_{eq}$  para o cálculo da flecha. A flecha imediata é calculada a partir da equação C.11:

$$f = \beta \times \frac{P \times l^4}{(EI)_{eq}} \quad (\text{C.11})$$

onde:

$$\beta = \frac{5}{384} \quad (\text{C.12})$$

a = distância da carga concentrada até o apoio;

l = vão livre de carregamento;

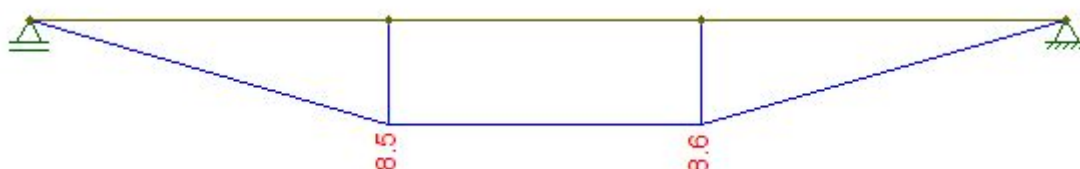
$$f = \frac{5}{384} \times \frac{(1 \times 0,27 + 0,4 \times 7,34) \times 1^4}{237,95}$$

$$f = 0,000175 \text{ m ou } 0,175 \text{ mm}$$

## APÊNDICE D - DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO ATRAVÉS DO AUMENTO DE SEÇÃO

Para facilitar o entendimento do momento fletor, realizou-se uma simulação com o auxílio do software FTool, e obteve-se o diagrama apresentado na Figura D.1.

Figura D.1 - Momento fletor da viga



Fonte: o autor, 2020.

Tendo em vista que o momento fletor obtido a partir do diagrama é maior que o momento resistente da viga, realiza-se a diferença entre os dois, através da equação D.1.

$$\Delta M = Md - Mr \quad (D.1)$$

$$\Delta M = 8,6 \text{ kN.m} - 7,34 \text{ kN.m}$$

$$\Delta M = 1,26 \text{ kN.m}$$

Com a diferença dos momentos calculou-se a área diferencial através da equação D.2.

$$\Delta As1 = \frac{\Delta M \times As1}{Mr} \quad (D.2)$$

$$\Delta As1 = \frac{1,26 \times 1,57}{7,34}$$

$$\Delta As1 = 0,27 \text{ cm}^2$$

Então é feita a soma da área diferencial com a área existente e multiplica-se por um fator de segurança de 20%:

$$\Delta As1 = (0,27 + 1,57) \times 1,2$$

$$\Delta As1 = 2,21 \text{ cm}^2$$

Por fim realiza-se a diferença entre o valor de área diferencial e o valor existente. O valor resultante é a área de aço necessária para realizar o reforço.

$$AsR = 2,21 - 1,57$$

$$AsR = 0,64 \text{ cm}^2$$

Tendo em vista que o valor de reforço foi de 0,64 cm<sup>2</sup>, decidiu-se adotar barras de 8 mm para reforçar a zona tracionada da viga:

$$N\varnothing 8mm = \frac{0,64}{0,50}$$

$$N\varnothing 8mm = 1,27 = 2\varnothing 8mm$$

Foram necessárias duas barras de 8 mm para o reforço da viga, resultando em uma área de reforço efetiva de 1 cm<sup>2</sup>.

Para esse processo de recuperação, foi necessário calcular a nova altura da viga, utilizando a equação D.3. Para esse processo foi considerado 25 mm como diâmetro máximo do agregado graúdo do microconcreto aplicado, tendo em vista que para tal material não se realizou granulometria, e o material foi adquirido em pedreira.

$$hN = h + \varnothing + (0,5 \times d_{\text{max Agregado Graúdo}})$$

(D.3)

$$hN = 15 \text{ cm} + 0,8 \text{ cm} + (0,5 \times 2,5)$$

$$hN = 17,05 \text{ cm}$$

A nova altura da viga foi de 17,05 centímetros. A partir da nova altura, calculou-se a nova altura útil:

$d = 12 \text{ cm}$ , considerando cobrimento de 20 mm, estribos 5 mm e barras longitudinais de 8 mm ( $h-d'$ ).

$$dN = 19,05 - (2 + 0,5 + \frac{0,8}{2})$$

$$dN = 14,15 \text{ cm}$$

A determinação da profundidade da nova linha neutra é feita a partir de uma adaptação à equação de bhaskara:

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 \times a \times c}}{2 \times a} \text{ tendo:}$$

$$a = \frac{bw}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ cm};$$

$$b = \alpha 2 \times A_s = 8,82 \times (1,57 \text{ cm}^2 + 1,0 \text{ cm}^2) = 22,66 \text{ cm}^2;$$

$$c = -d \times \alpha e \times A_s = -14,15 \times 8,82 \times (1,57 \text{ cm}^2 + 1,0 \text{ cm}^2) = -320,74 \text{ cm}^3;$$

$$x = \frac{-22,66 \pm \sqrt{22,66^2 - 4 \times 5 \times -320,74}}{2 \times 5}$$

$$x' = 6,06 \text{ cm}$$

Calculou-se o novo momento resistente que foi suportado pela viga:

$$Mr = (0,68 \times 0,0606 \times 0,1415 - 0,272 \times 0,0606^2) \cdot 0,1 \times 17857,14$$

$$Md = 8,63 \text{ kN.m}$$

O novo momento  $Mr$  é maior que o momento  $Md$  encontrado no diagrama de momento fletor da viga, garantindo um dimensionamento de reforço seguro e funcional.

Para os esforços cortantes, foram inseridos 10 estribos, nos terços da viga, ou seja, na região onde predomina os esforços cortantes. Nesse caso, foi até 30 cm a partir da extremidade da viga, inserindo os estribos entre os estribos já existentes, garantindo um novo espaçamento de 3,5 cm entre os mesmos.



**UNIVATES**

R. Avelino Talini, 171 | Bairro Universitário | Lajeado | RS | Brasil  
CEP 95914.014 | Cx. Postal 155 | Fone: (51) 3714.7000  
[www.univates.br](http://www.univates.br) | 0800 7 07 08 09